



TITLE:

パッシブ型負剛性震動エネルギー 吸収装置の開発と応用に関する研 究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

河内山, 修

CITATION:

河内山, 修. パッシブ型負剛性震動エネルギー吸収装置の開発と応用に関する研究. 京都大学, 2007, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2007-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k13028>

RIGHT:

パッシブ型負剛性震動エネルギー吸収装置の開発と 応用に関する研究

2007年1月

河内山 修

概 要

近年相次いで発生した直下型地震による大規模な被害を受け、既設および新規の橋梁構造は、以前にも増して高い設計入力レベルと耐震性能が要求されるようになってきている。最近では、免震・制震の考え方が構造物の耐震設計に取り入れられるようになってきている。

ところが、構造物にダンパーを付加することによって免震・制振効果を持たせているが、復元力とダンパーの組合せたシステム剛性が見かけ上増加していることになる。これより構造物の持つ復元力以上の負荷をダンパーが与えるというマイナス要因が含まれているといえる。

本研究は、構造物に免震・制震効果を付加する場合について、地震動の入力によりダンパーが構造物に与える負荷を従来のものよりも軽減できる新しいダンパーを開発するものである。

本論文では、まず耐震および免震に関する既往の研究について整理し、本研究の目的を述べ、地震時における構造物の加速度応答低減および応答変位を抑制する装置として、パッシブ制御ダンパー、アクティブ制御ダンパー、セミアクティブ制御ダンパーなどがあるが、これらの特性を比較することにより、本研究で対象とするパッシブ型ダンパーの利点について指摘するとともに新ダンパーの期待される有効性について示した。また、負剛性ダンパーの革新性、さらにこれまでにない期待される効果について指摘した。

次に、構造物の持つ復元力以上の負荷をダンパーが与えるというマイナス要因に対する改善方法として、負剛性特性に着目し、その負剛性ダンパーの力学特性について理論的に明らかにした。さらにパッシブ型ダンパーに着目した1自由度応答解析を行い、パッシブ負剛性ダンパーと従来型ダンパーにおける応答特性を比較することにより、負剛性ダンパーの効果および利点を明らかにした。

また、解析により効果が確認された、負剛性ダンパー特性について、実際の装置としてパッシブ型の負剛性ダンパーを提案し、その原理および機構について示した。既存のすべり免震装置には、平面すべり免震装置、すべり振り子型免震装置などがあるが、これらの基本特性を整理するとともに、提案したパッシブ負剛性ダンパーの試作機による要素実験を実施し、その負剛性の理論と実際の特性との整合性を確認した。

ここで、提案・開発したパッシブ負剛性ダンパーについて橋梁を模擬した振動台実験を実施し、地震時の応答特性を確認した。供試体は①平面すべりタイプ、②負剛性すべりタイプの2種類を実施し、前者の従来型装置と後者の新装置の性能を比較することにより、パッシブ負剛性すべり装置の効果、特に加速度応答低減効果が大きいことを確認した。さらに、負剛性装置の負剛性が異なる供試体により、その勾配による応答特性の効果を定性的、定量的に確認した。

以上より実現不可能と言われていたパッシブ負剛性ダンパーを実際の装置として開発することができ、それによる新しい免震・制震システムの適用により、地震動の入力によりダンパーが構造物に与える負荷を従来のものよりも軽減できることを示した。

<目 次>

第 1 章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 本研究の目的	1
1.3 既往の研究	2
1.3.1 擬似負剛性ダンパー	2
1.3.2 パッシブダンパー	4
1.4 本研究の概要	5
参考文献	
第 2 章 負剛性ダンパーの力学特性と地震応答に及ぼす効果	8
2.1 概説	8
2.2 負剛性ダンパーの力学特性	8
2.3 1 自由度モデルの地震応答シミュレーション	11
2.3.1 概要	11
2.3.2 解析モデル	11
2.3.3 ダンパータイプによる効果	12
2.3.3.1 ダンパータイプ	12
2.3.3.2 入力地震波	13
2.3.3.3 解析結果	17
2.3.3.4 解析考察	20
2.3.4 負剛性値による効果	21
2.3.4.1 負剛性ダンパーの剛性	21
2.3.4.2 入力地震波	22
2.3.4.3 解析結果	22
2.3.4.4 解析考察	24
参考文献	
第 3 章 パッシブ負剛性ダンパーの提案と試作	26
3.1 概説	26
3.2 パッシブ負剛性ダンパーの提案	28
3.2.1 パッシブ型負剛性ダンパーの開発目標	28
3.2.2 パッシブ負剛性の原理	28
3.2.3 負剛性摩擦ダンパーの提案	30
3.2.4 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの構成	30
3.2.5 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの特性式	31

3.3	パッシブ負剛性摩擦ダンパーの要素実験	32
3.3.1	概要	32
3.3.2	試験体	32
3.3.3	試験装置	34
3.3.4	試験条件	35
3.3.5	試験結果	35
3.4	考察	41
	参考文献	

第 4 章	振動台地震応答試験	44
4.1	概説	44
4.2	振動台と計測システム	44
4.2.1	振動台	44
4.2.2	計測システム	46
4.3	実験供試体	48
4.3.1	全体モデル	48
4.3.2	負剛性すべり支承	51
4.3.3	復元力装置	54
4.4	正弦波加振実験	55
4.4.1	復元力装置の固有周期	55
4.4.1.1	実験条件	55
4.4.1.2	実験結果	55
4.4.2	すべり支承タイプによる共振特性	57
4.4.2.1	実験条件	57
4.4.2.2	実験結果と考察.....	58
4.5	想定地震波加振実験	68
4.5.1	想定地震波	68
4.5.2	実験結果と考察	69
4.5.2.1	時刻歴波形と履歴曲線	69
4.5.2.2	応答特性	78
4.5.2.3	鉛直変位	82
4.6	振動台実験の再現解析	85
4.6.1	解析モデル	85
4.6.2	解析結果	89
4.6.3	解析考察	90
	参考文献	

第 5 章 結論	93
----------------	----

今後の課題	98
-------------	----

謝辞

実験データ

第 1 章 序論

1. 1 概説

近年相次いで発生した直下型地震による大規模な被害を受け、既設および新規の橋梁構造は、以前にも増して高い設計入力レベルと耐震性能が要求されるようになった¹⁾。

しかし、設計入力レベルが大きくなるほど高い変形性能、減衰性能が要求されるため、これらを従来までの断面形状や材料特性の工夫のみに期待して満足することは困難となりつつある。つまり地震に対して強度で抵抗しようとする、作用外力はますます大きくなり、弾性設計で設計震度を上げることには限界がある。そこで、免震・制震の考え方が構造物の耐震設計に取り入れられるようになっている²⁾。

免震とは、構造物と基礎の間に何らかの剛性の低い機構あるいはエネルギーを吸収する機構の設置により地震動の構造物への入力を低減するものである。一方、制震とは、ダンパー装置のような付加的なエネルギー吸収デバイスを構造物に設置することにより、地震に対する構造物の応答をコントロールし、構造物の振動を低減するものである。これらの免震・制震装置は建築・土木分野で実用化され始めている³⁾。

ダンパー装置としては粘性流体を用いた粘性ダンパーや金属・摩擦による弾塑性ダンパーが実用化されている⁴⁾。これらのダンパーは抵抗力、減衰能力などの特徴が異なり、免震、制震および制振装置として設置する構造物の特性に適したものが使用されている。そしてダンパーを構造物に付加する場合、ダンパーの抵抗力と構造物の強度とのバランスを考慮する必要がある^{5) 6)}。

その従来のダンパーの特徴について摩擦ダンパーを例に挙げると、復元力にダンパーの減衰を付加した場合の履歴特性は、図 1-1 のように表される。この時、図 1-1 中の（復元力+ダンパー）の履歴における最大荷重が、復元力のもつ最大力よりも高くなる。つまり、これは構造物にダンパーを付加することによって免震・制振効果を持たせているが、復元力とダンパーの組合せたシステム剛性が見かけ上増加していることになる。これより構造物の持つ復元力以上の負荷をダンパーが与えるというマイナス要因が含まれているといえる。このマイナス要因を改善させることにより、強度が低い既存の構造物などに対しても、制震装置による耐震改修が可能となることが期待できる。

1. 2 本研究の目的

そこで本研究では、そのマイナス要因を軽減させる手法として、家村ら^{7) ~11)}によって見出された負の剛性理論に着目する。これまでにバリアブルダンパーを制御することによる擬似負剛性特性を備えた装置は実在する。その作用原理は、図 1-2 に示すように復元力の正の剛性とダンパーの負剛性が互いに打ち消し合い、復元力+ダンパーの剛性が人工的に弾塑性の非線形履歴特性を示すものである。しかしながら、現在までのところ、装置自体が固有の負剛性特性を有する装置、いわゆるパッシブ負

剛性機構およびパッシブ負剛性ダンパー装置は実在していない。本研究は、これまでに世界に存在しない、革新的なパッシブ負剛性発生機構およびパッシブ負剛性ダンパーの実現に向けた研究開発を目的としたものである。

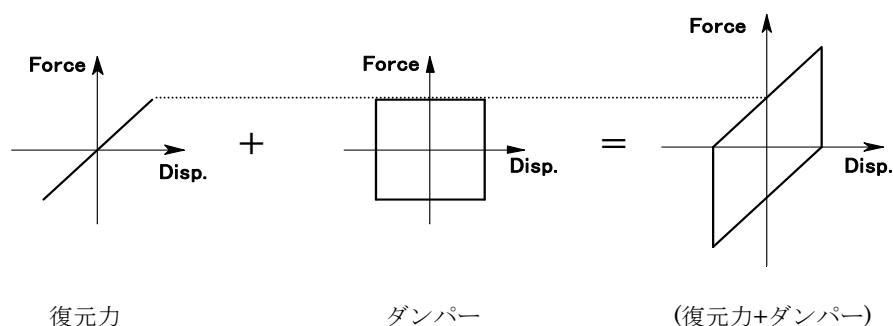


図 1-1 従来型ダンパー

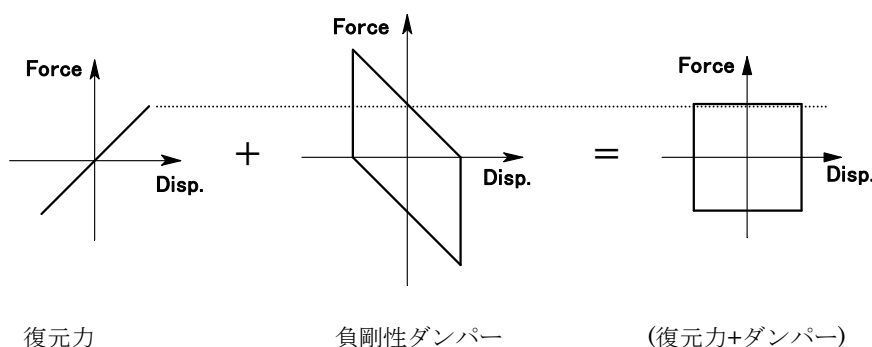


図 1-2 負剛性ダンパー

1. 3 既往の研究

1. 3. 1 擬似負剛性ダンパー

構造物の制震制御の研究は 1980 年頃より注目され、近年、最適制御の研究による擬似負剛性の概念が、家村らによって見いだされてきた。そこで擬似負剛性に関するこれまでの研究経過を示す。

井上ら¹²⁾により、基礎免震構造物の上部構造低層部をアクチュエータにより制御することにより、本来不可能と思われる“完全絶縁型”に近づける目的のシステムについて研究が始められている。

橘ら^{13) 14) 15)}は、2つの建物をアクチュエータのついた部材で連結し、擬似可変剛性を与えることによって、連成系全体の固有周期を変化させ、地震の卓越周期からずらすことにより非共振の状態を保つ制御システムについて研究がなされている。

井川ら¹⁶⁾は、隣接した2つの建物を負の剛性で連結することにより連成型の固有周期が長周期化することに着目し、アクチュエータの制御により負の擬似剛性を与え、連成系全体の固有周期を変化させ、地震動の卓越周期からずらし非共振状態を保つ制振システムについて解析および小型簡易モデル実験がなされている。系全体の制振にまでは実現していないが、部分的に擬似負剛性制御による

制振効果があることが確認された。

橋ら¹⁷⁾は、隣接構造物を負の剛性を持った部材で連結することにより地震時の振動制御するシステムに関する研究がなされている。

家村ら¹⁸⁾、中田ら¹⁹⁾は、セミアクティブ制御方式によるバリアブルダンパーを用いたジョイントダンパーの研究において、最適制御理論に基づいた制御アルゴリズムを用いた場合の応答低減効果を数値シミュレーションした結果、負の擬似剛性の特性(図 1-3)をバリアブルダンパーに与えることで、減衰および長周期化が効率的に図れることを見出し、またバリアブルダンパーによる実験でその擬似負剛性による減衰および長周期化の効果を確認している。

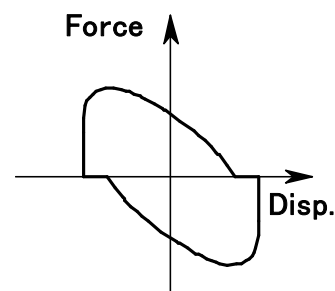


図 1-3 擬似負剛性

中田ら¹⁹⁾は、連結構造システムに対してバリアブルダンパーを適用して、擬似負剛性付加型アルゴリズムを適用したセミアクティブ震動制御手法の有効性・応答低減効果を実験的に検証しており、セミアクティブ制御手法の方が従来のオイルダンパーによるパッシブ制御手法よりも効果的であることが実証されている。田中ら²¹⁾により、多径間連続橋の地震時における擬似負剛性セミアクティブ制御によるバリアブルダンパーの適用により、応答低減効果が良好であること、および橋脚への損傷を低く抑えることが確認されている。

同様に、岩田ら²²⁾は、MR ダンパーによる擬似負剛性セミアクティブ制御による研究がなされている(図 1-4)。

ハリスら²³⁾は、免震装置としての負剛性ダンパーの理論について述べられ、従来の粘性ダンパーよりも最大抵抗力が低減することが理論的に示されている。また、斜長橋モデルによる擬似負剛性粘性ダンパー(セミアクティブ)と従来の粘性ダンパー(パッシブ)とを解析的に比較し、負剛性ダンパーの応答低減効果が確認されている。

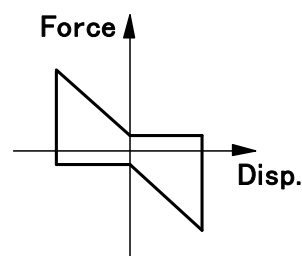


図 1-4 擬似負剛性

構造物に粘性ダンパーを付加することにより構造物が持つ弾性力による応答低減効果が示されている論文により明らかとなっている。また、免震・制震装置として構造物にダンパー装置を適用する場合、従来のダンパーと復元力バネを足し合わせたシステムの最大力、は、構造物のもつ最大力よりも大きくなるのが、Harris ら⁹⁾の論文より示されている。その一方で、擬似負剛性ダンパーの適用によりシステムの最大力を構造物のもつ最大力と同等にまで低減できることが示されている。

豊岡²⁴⁾によりセミアクティブ制御による負剛性 MR ダンパーの性能が実験的に確認されている。

家村ら²⁵⁾は、MR ダンパーを用いた擬似負剛性セミアクティブ制御システムを用いた場合と、従来型のパッシブ粘性ダンパーを用いた場合について実験的に比較し、加速度応答低減効果が大きいことが確認されている。

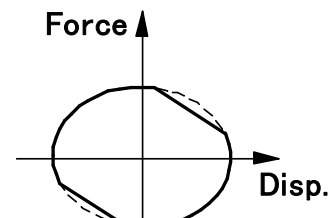


図 1-5 擬似負剛性

また、茶谷ら²⁶⁾は、ダンパー履歴に部分的な負勾配を付加した、変則的な負剛性制御 MR ダンパー(図 1-5)も研究されており、その制震効果が確認されている。

これらの既往の研究は、すべて制震装置として適用されているが、共通した結果として擬似負剛性ダンパーは従来の粘性ダンパーと比較して、地震応答低減効果が優れていることがいえる。しかし、これらはすべてセミアクティブ制御による粘性擬似負剛性ダンパーであり、地震のような大きな外力

と変形を受ける場合, 必要とする応答特性や履歴減衰の確保が困難となる場合が生じると考えられる. また同時に, 大地震等の実用性を考慮すると, 外力に対する抵抗力を発生させるための機構が巨大化するとともに, 電力を必要とする特性があげられる.

1. 3. 2 パッシブダンパー

これまでに, 減衰装置をアクティブ制御およびセミアクティブ制御によって, 構造物などの特性に適した制震特性の研究が多数なされていることがわかったが, アクティブは大規模構造物を対象にした場合, 可動質量を動かすためのアクチュエータ容量は非常に大きいものとなり, 大型動力設備が非常に大きくなり, また停電時には制振効果を発揮できないという欠点がある. そこで, パッシブダンパーに着目し, パッシブ制御によりダンパーの履歴特性を任意に制御する研究がなされている.

負剛性ではないが, 非線形ダンパーの制御をセミアクティブからパッシブに置き換える研究がなされている. 既存のセミアクティブオイルダンパーと同等なものを, 内部油圧回路のみによるパッシブオイルダンパーに置き換えたものである. セミアクティブ制御ダンパーの性能はそのままに, 外部電力を使わないパッシブダンパーに移行させる動向があるといえ, パッシブダンパーの利便性・実用性が望まれている. 栗野ら²⁷⁾により エネルギー吸収効率に着目した ON/OFF 型パッシブオイルダンパー(図 1-6)が研究されているが, セミアクティブからパッシブへの技術的ハードルは高く, 高度な技術を要すこともあり, その研究例は少ない.

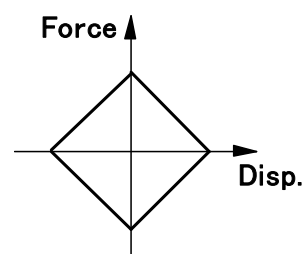


図 1-6 粘性非線形ダンパー

以上のように, これまでにパッシブ負剛性ダンパーは, 筆者が知る限り実現されていない.

自然界にある変形再現性がある物質において, 変形を加えひずみの増加とともにその抵抗力が線形的に減少するものはない. この点から最適制御による擬似負剛性ダンパーは人工的な力学特性であるといえ, パッシブ制御では実現困難であるとされてきた. 中田ら¹⁹⁾によると擬似負剛性履歴の実現はパッシブ制御手法では不可能とされてきた. しかし, 筆者はあえて, パッシブ制御による負剛性ダンパーの開発に取り組み, その装置の提案, 試作を行い, 実験的にその性能と理論の整合性を確認した.

1.4 本研究の概要

1章では、耐震および免震に関する既往の研究について整理し、本研究の目的を述べている。すなわち、地震時における構造物の加速度応答低減および応答変位を抑制する装置として、パッシブ型制御ダンパー、アクティブ型制御ダンパー、セミアクティブ型制御ダンパーなどがあるが、これらの特性を比較することにより、本研究で開発対象とするパッシブ型ダンパーの利点および負剛性ダンパーの革新性、さらにこれまでにない期待される効果について指摘した。

2章では、負剛性ダンパーの力学特性について理論的に明らかにし、パッシブ型ダンパーに着目した1自由度応答解析を行った。パッシブ負剛性ダンパーと従来型ダンパーにおける応答特性を比較することにより、負剛性ダンパーの効果および利点を明らかにした。

3章では、これまでに無いパッシブ型の負剛性ダンパー装置を提案し、その原理および機構について示した。既存のすべり免震装置には、平面すべり免震装置、すべり振り子型免震装置などがあるが、これらの基本特性を整理するとともに、提案したパッシブ負剛性ダンパーの試作機による要素実験を実施し、その負剛性の理論と実際の特性との合理性を確認した。

4章では、提案・開発したパッシブ負剛性ダンパーについて橋梁を模擬した振動台実験を実施し、地震時の応答特性を確認した。供試体は①平面すべりタイプ、②負剛性すべりタイプの2種類を実施し、前者の従来型装置と後者の新装置の性能を比較することにより、パッシブ型負剛性すべり装置の効果、特に加速度応答低減効果が大きいことを確認した。さらに、負剛性装置の負剛性勾配が異なる供試体により、その勾配による応答特性の効果を定性的、定量的に確認した。

5章では、結論として、新しいパッシブ型負剛性ダンパーを免震・制震システムに適用することにより、地震応答的にダンパーが構造物に与える負荷を従来のもよりも軽減でき、強度が低い既存の構造物などに対しても、本研究での新規開発装置による耐震改修が可能となることを示した。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション編：「土木が遭遇した阪神大震災 被害現場が考える地震防災へのヒント」，日経B P社，1995
- 2) 家村浩和，極限地震動に如何に立ち向かうか？－耐震設計から免震・制震設計へ－，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.167-171，1998
- 3) 社団法人土木学会：「橋梁と地下構造物の免震・制震」，1999
- 4) 社団法人土木学会：「減震・免震・制震構造 設計法ガイドライン(案)」，2002
- 5) 飯山かほり，川島一彦，庄司学：免震効果を得るために必要な長周期かに関する一検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.701-709，1998.3
- 6) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，1994.4
- 7) Hirokazu Iemura, Mulyo Harris Pradono : Passive and semi-active seismic response control of a cable-stayed bridge, JOURNAL OF STRUCTURAL CONTROL, pp.189-204, 2002.9
- 8) 田中寛人，五十嵐晃，家村浩和：多径間連続橋における疑似負剛性セミアクティブ制御の適用の解析的検討，土木学会第59回年次学術講演梗概集，pp.829-830，2004.9
- 9) Mulyo Harris Pradono : "Seismic Safety Enhancement of Cable-stayed Bridges with Pseudo Negative Stiffness Dampers", Ph. D. diss., Kyoto Univ., 2003
- 10) Hirokazu Iemura, Mulyo Harris Pradono : Innovative Dampers for Seismic Response Control of Flexible Structures, pp.1-10
- 11) 田中寛人，五十嵐晃，家村浩和：多径間連続橋における疑似負剛性セミアクティブ制御の適用の解析的検討，土木学会第59回年次学術講演梗概集，pp.829-830，平成16年9月
- 12) 井上豊，橘英三郎，馬場研介，畑田朋彦，構造物の制震機構に関する一考察（低層部逆負荷方式による制御システムの検討），日本建築学会大会講演梗概集，1987.10，pp905-906
- 13) 戸野里美，井上豊，橘英三郎，馬場研介，榊山哲也，建築構造物の制震機構に関する一考察（建築物の連結による制御システムについて），日本建築学会講演梗概集，pp543-544，1989.10
- 14) 向井洋一，田中良三，山田祐司，馬場研介，橘英三郎，井上豊，制震アルゴリズム検証用の実験装置開発に関する研究（その1-実験装置の開発），日本建築学会講演梗概集，pp1137-1138，1991.9
- 15) 山田祐司，向井洋一，田中良三，馬場研介，橘英三郎，井上豊，制震アルゴリズム検証用の実験装置開発に関する研究（その2-疑似外部粘性型制御による装置の制振実験），日本建築学会講演梗概集，pp1137-1138，1991.9
- 16) 井川望，山田祐司，横山浩明，橘英三郎，2棟連結による制震（振）システムに関する研究（その1-負剛性による連結），日本建築学会講演梗概集，pp921-922，1992.8
- 17) 橘ら，2棟連結による制震システムに関する研究，アクティブ制震シンポジウム論文集，pp333-340，1992
- 18) 家村浩和，五十嵐晃，中田成智，連結構造物のバリアブルダンパーによる最適制御に関する研究，構造工学論文集，2000年3月，
- 19) 中田成智，五十嵐晃，家村浩和，最適制御理論に基づくバリアブルダンパーを用いた連結構造物の震動制御に関する研究，土木学会第54回年次学術講演会，pp962，1999.9

- 20) 中田成智, 家村浩和, 実大連結構造物の擬似負剛性付加型セミアクティブ振動制御実験, 土木学会第 56 回年次学術講演会, 2001.10
- 21) 田中寛人, 五十嵐晃, 家村浩和, 多径間連続橋における擬似負剛性セミアクティブ制御の適用の解析的検討, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp829, 2004.9
- 22) Nori IWATA, Satsuya SODA, STUDY ON SIMPLE SEMI-ACTIVE CONTROL FOR BASE-ISOLATED STRUCTURE WITH MR DAMPER, paper#1195, 13th WCEE, 2004.10
- 23) ハリス, 家村浩和, Passive and semi-active seismic response control of a cable-stayed bridge, Journal of Structural Control, pp189-204, 2002.9&) Mulyo Harris Pradono, Seismic Safety Enhancement of Cable-stayed Bridges with Pseudo Negative Stiffness Dampers, Kyoto Univ. Dr. dissertation, May 2003
- 24) 豊岡亮洋, Development of the Inertia Force Driven Hybrid Loading System and Pseudo-Negative Stiffness Control Method for MR Damper, 京都大学博士論文, 2002.12
- 25) 家村浩和, 五十嵐晃, 鈴木陽介, MR ダンパーの擬似負剛性セミアクティブ制御への適用に関する実時間ハイブリッド実験, 日本地震工学会・大会 2003 梗概集, pp268-269, 2003
- 26) 茶谷, 曾田, MR ダンパによる小型 5 層鋼製フレーム試験体のセミアクティブ振動制御に関する研究 (その 2) 振動大実験による制振効果の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp33-34, 2004.8
- 27) 栗野治彦, 田上淳, 山田俊一, 松永義憲, エネルギー吸収効率に着目した ON/OFF 型パッシブオイルダンパ (その 1) 油圧回路と動作原理, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp67, 2004.8
- 28) 鹿島・小堀鐸二研究所: パンフレット・可変オイルダンパが揺れを制する AVD システム
- 29) 小堀鐸二研究所: KRC News & Topics・HiDAX(ハイダックス: セミアクティブオイルダンパ)の開発
- 30) 小堀鐸二研究所: KRC News & Topics・HiDAX の実建物への適用第 1 号

第2章 負剛性ダンパーの力学特性と地震応答に及ぼす効果

2.1 概説

本章では、まず負剛性の基本概念について述べる。次に本来剛性を持たないダンパーに負剛性を付加することによる力学的特性について、構造物にその負剛性ダンパーを付加した免震システムを例に示し、また、シミュレーション解析により従来のパッシブダンパーと負剛性ダンパーとの効果の比較、および負剛性ダンパーの負剛性値および固有周期による効果について検討する。

2.2 負剛性ダンパーの力学特性

負剛性について

一般的に“剛性”と呼ばれるものは、材料や構造物に作用する外力による単位変形あたりの抵抗の大きさを指し、ひずみ-応力曲線(S-S 曲線)においては、ひずみの増加に伴い応力が増加するものである¹⁾。本研究における“負剛性”は、ひずみの増加に伴い応力が減少するものと定義する。ただし、S-S 曲線における材料の極限強さ以降の応力低下や座屈などによる部分的に生じたひずみの増加に対する応力の減少傾向を“負勾配”とし、S-S 曲線のゼロ点を基点とした、ひずみの増加に対する応力の減少特性を“負剛性”とし、負勾配と区別する。

負剛性ダンパーの力学特性

負剛性ダンパーとは、本来剛性をもたないダンパーに負剛性を付加するものである。摩擦型の負剛性ダンパーは、負の剛性と減衰力の2つに分けて考えられる。図2-1のゼロ点を基点とした変位に反比例した負の剛性に、クーロンの法則による剛性を持たない摩擦抵抗の履歴を足し合わせることで、負剛性摩擦ダンパーの履歴が得られる。(これ以下、負剛性のバネ定数を K_{damp} と呼ぶ。)

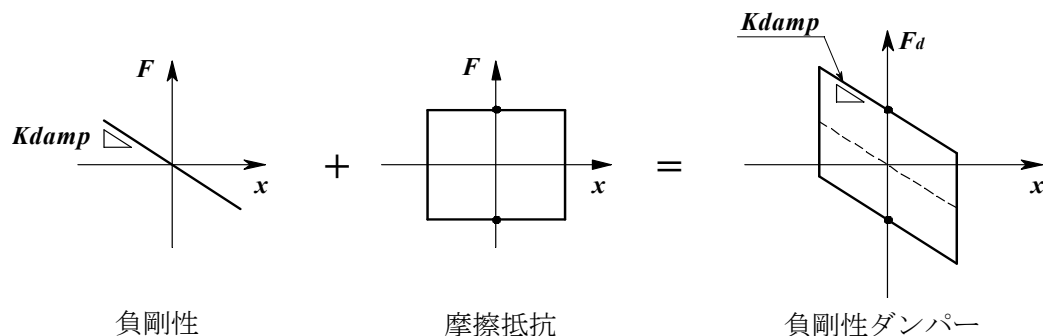


図 2-1 負剛性ダンパー

更に、この負剛性ダンパーを復元力に付加する場合を考えると、本体の剛性に負剛性ダンパーを足し合わせたものが、ダンパーを有する構造のシステムの履歴となる（図 2-2）。

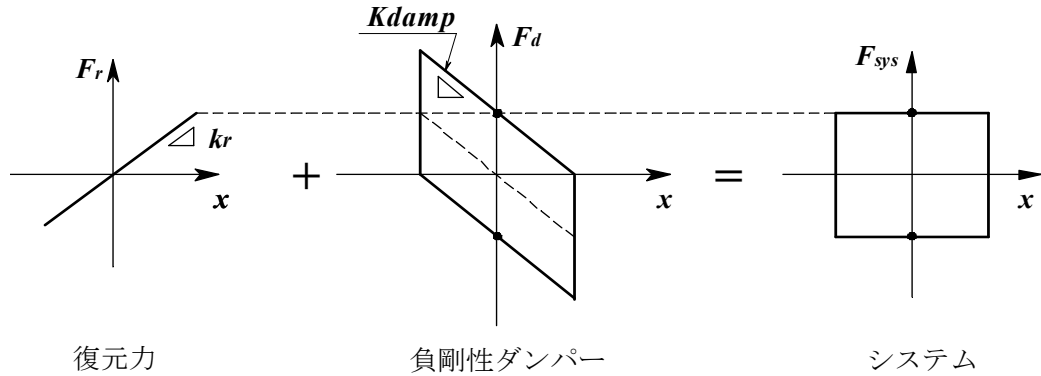


図 2-2 負剛性ダンパーの免震システム

ここで、負剛性ダンパーのシステムの履歴特性について、構造物の剛性と負剛性ダンパーの足し合わせにより、以下のように示すことができる。

負剛性ダンパーとしてクーロン摩擦ダンパーに負剛性を付加したダンパーを例に考える。この負剛性ダンパーの降伏荷重を Qd とし、変位： x が振幅： A の正弦波で加振する場合、構造物の荷重： F_r とダンパーの抵抗力： F_d を足しあわせたシステムの力： F_{sys} は次のように表される。

$$F_{sys} = F_r + F_d \quad (2.1)$$

$$= k_r \cdot x + \text{sgn}(\dot{x}) \cdot W \cdot \mu + K_{damp} \cdot x \quad \begin{cases} \text{sgn}(\dot{x}) = 1 & (\dot{x} \geq 0) \\ \text{sgn}(\dot{x}) = -1 & (\dot{x} \leq 0) \end{cases} \quad (2.2)$$

$$= k_r \cdot A \cdot \sin \omega t + \text{sgn}(\dot{x}) \cdot W \cdot \mu + K_{damp} \cdot A \cdot \sin \omega t \quad (2.3)$$

（記号） A ：変位の振幅， x ：変位， ω ：角速度， t ：時間， μ ：動摩擦係数， W ：鉛直荷重

負剛性を $K_{damp} = -\alpha \times k_r$ ($\alpha > 0$) とおくと、

$$\begin{aligned} F_{sys} &= k_r \cdot A \cdot \sin \omega t + \text{sgn}(\dot{x}) \cdot W \cdot \mu - \alpha \cdot k_r \cdot A \cdot \sin \omega t \\ &= \text{sgn}(\dot{x}) \cdot W \cdot \mu + (1 - \alpha) \cdot k_r \cdot A \cdot \sin \omega t \end{aligned} \quad (2.4)$$

となり、 $t = \pi/2$ かつ $\text{sgn}(\dot{x}) = 1$ の時、 F_{sys} は最大値をとり、次のように表される。

$$F_{sys_max} = W \cdot \mu + (1 - \alpha) \cdot k_r \cdot A \quad (2.5)$$

また、 $\alpha = 0$ とすると、 $K_{damp} = 0$ となり、従来型の摩擦ダンパーを付加した場合の最大力となり、次式で表される。

$$F_{sys_max} = W \cdot \mu + k_r \cdot A \quad (2.6)$$

ここで、 $(1-\alpha)<1$ であることから、負剛性ダンパーを適用した場合のシステムの最大力は従来のダンパーを適用したものよりも低減することが明らかである。

図 2-2 に示した負剛性は $K_{damp}=-1.0 \times k_r$ の場合で、システムの剛性がゼロとなる究極の場合で、構造システムとしての復元力が摩擦型履歴を示すものであるといえる。一方で、免震装置としては、地震動の外力によって生じた変形が元の位置に戻るといった要求機能が付加されるため、システムの履歴特性と負剛性の付加量との適当なバランスがあると考えられ、 K_{damp} の大きさによって、システムの履歴特性の非線形の程度を設定できる。

いずれの場合においても、構造物に負剛性ダンパーを付加した場合、そのシステムの最大力を従来のダンパーを適用したものよりも低減することが可能であり、その低減効果は、設定するダンパーの負剛性が大きいほど顕著となる。

また、ダンパーの剛性がゼロである従来型摩擦ダンパーを有する構造システムの固有周期は次式で表せる。

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{k \cdot g}} \quad (2.7)$$

(記号) W : 荷重, k : システムの剛性, g : 重力加速度

従来型と負剛性摩擦ダンパーの降伏荷重: Q_d が同じで、かつ最大振幅も同じ場合、負剛性ダンパー適用時のシステムの最大荷重が従来型摩擦ダンパーの場合よりも低下するので、同時に二次剛性が低下することを意味する。つまり、負剛性ダンパーを付加することにより、システムの固有周期が長くなり、この長周期化により免震効果が得られる。

さらに、従来型の摩擦ダンパーと負剛性ダンパーの減衰特性を等価減衰定数: h_{eq} により比較する。まず、等価減衰定数は以下のように表される。

ΔW : 履歴面積 ($=4 \cdot A \cdot W \cdot \mu$)

W : 等価ポテンシャルエネルギー ($=\frac{1}{2} \cdot k_{eq} \cdot A^2$)

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (2.8)$$

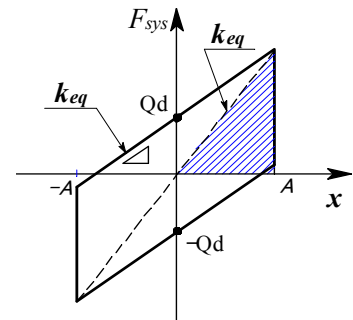


図 2-3 システムの履歴

摩擦ダンパーの降伏荷重: Qd が同じで、かつ最大振幅も同じ場合、変位と荷重で表されるシステムの履歴面積（履歴消費エネルギー）は、従来型摩擦ダンパーと負剛性ダンパーを適用したいずれの場合も同じとなる。

$$\Delta W_{nor} = \Delta W_{neg} = 4 \cdot A \cdot Qd$$

$$W_{nor} = \frac{1}{2} \cdot keq_{nor} \cdot A^2, \quad W_{neg} = \frac{1}{2} \cdot keq_{neg} \cdot A^2 \quad (2.9)$$

(拡張記号)

nor : 従来型ダンパー適用時

neg : 負剛性ダンパー適用時

また、前述より負剛性ダンパーのシステムの最大力は従来のダンパーを適用したものよりも低減することが示されており、これは負剛性ダンパーを適用したシステムの剛性: keq が従来型ダンパーよりも小さくなることに等しいので、 $keq_{nor} > keq_{neg}$ となり、同時に $W_{nor} > W_{neg}$ であることがいえる。以上のことから $heq_{nor} < heq_{neg}$ となり、負剛性ダンパーを付加したシステムの減衰定数は、従来タイプよりも大きくなる。

2.3 1自由度モデルの地震応答シミュレーション

2.3.1 概要

負剛性ダンパーの応答特性を明らかにする為に、復元力の固有周期を 0.5 s から 5.0 s まで変化させて、次の 2 種類の応答解析を行う。まず、ダンパータイプによる効果を調べるために、従来型ダンパー（3 種類）と負剛性ダンパーを解析する。次に負剛性ダンパーの負剛性値の大きさによる効果を調べるために、ダンパーの剛性を復元力の剛性に対して 5 通り変化させて解析を行う。

ダンパータイプの比較解析を行う場合に適用する従来型ダンパーとして、粘性ダンパー、摩擦ダンパー、弾摩擦ダンパーの 3 タイプとし、負剛性ダンパーは 1 タイプとして地震応答シミュレーションを行う。また、負剛性値の大きさの比較解析には、ダンパーの剛性の大きさを 0 から $-0.9 \times kr$ と変化させて行う。

解析モデルには 1 質点系モデルを適用し、入力波には道路橋示方書のタイプ 2 の地震波（Ⅰ～Ⅲ種地盤）を用いた。以下に本解析に適用した解析モデル、ダンパー特性、解析結果および考察を述べる。

2.3.2 解析モデル

シミュレーションには、1 質点系モデルを採用し、そのモデルを図 2-4 に示す。このモデルは、構造物のばね定数: kr 、速度比例した構造物の減衰、およびダンパー装置の抵抗力: F_d からなる式(2.10)と表される。本解析では、ダンパー装置の効果を明確にするために構造減衰: c をゼロとし、周期 T : 0.5~5.0[s]まで変化させる。また、任意のダンパー（履歴） Fd を付加して、それらの応答特性について解析する。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + F_d + kr \cdot x = -m\ddot{y} \quad (2.10)$$

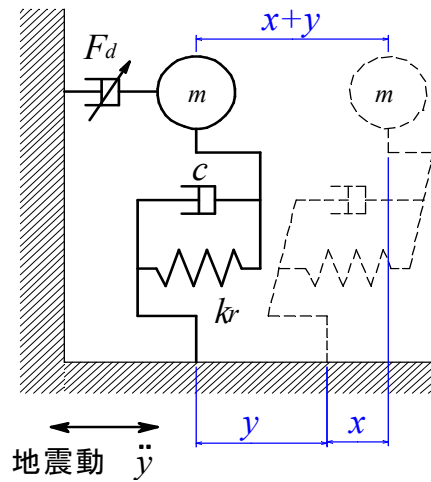


図 2-4 1 質点モデル

(記号)

m : 質量

c : 粘性係数

kr : ばね定数

x : 質点の相対変位

y : 地震動の変位

F_d : ダンパー装置の抵抗力

T : F_d が無付加時の固有周期

2. 3. 3 ダンパータイプによる効果

2. 3. 3. 1 ダンパータイプ

解析するダンパータイプは、従来型ダンパーとして粘性ダンパー、弾塑性ダンパー、摩擦ダンパーの 3 タイプとし、負剛性ダンパーは 1 タイプとする。各ダンパーの特性を以下に示す。

粘性線形ダンパー

粘性線形ダンパーの減衰定数： h_d を 0.2 として計算されるダンパーの抵抗力： F_d を付加する。

弾塑性ダンパー

弾摩擦ダンパーの解析は、降伏荷重： Q_d を振動体の重量： W の 0.15 倍とし、等価剛性： keq を、設定周期 T によって算出する。また、一次剛性と二次剛性との比を $K1/K2 = 10$ として計算する。弾塑性履歴の概略を図 2-5 に示す。

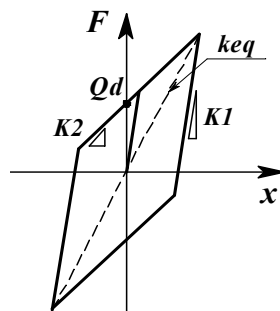


図 2-5 システムの履歴

(記号)

Q_d : 降伏荷重 ($= W \times 0.15$)

$K1$: 一次剛性

$K2$: 二次剛性

摩擦ダンパー

摩擦ダンパーの解析の動摩擦係数： μ を0.15とし、ダンパーの抵抗力： F_d はクーロンの法則で表されるものとする。摩擦ダンパーの一次剛性($K1$)は、1mmの変位で降伏荷重に達する非常に大きい一次剛性を任意に設定し、弾塑性として計算する。

負剛性ダンパー(摩擦タイプ)

負剛性ダンパーの解析は、摩擦タイプの負剛性ダンパーを適用する。負剛性ダンパーのモデルは、従来の剛性が無い摩擦ダンパーに負の剛性ばね特性を足し合わせたものと考え、動摩擦係数： μ を0.15とする。負剛性ダンパーの負剛性ばね定数を K_{damp} とすると、負剛性ダンパーの抵抗力： F_d は(2.11)式と表される。 K_{damp} は $-0.9 \times kr$ とする。ただし、摩擦ダンパーにおける一次剛性($K1$)は、1mmの変位で降伏荷重に達する剛性を任意に設定する。

$$F_d(x) = W\mu \cdot \text{sgn}(\dot{x}) - K_{damp} \cdot x \quad \begin{cases} \text{sgn}(\dot{x}) = 1 & (\dot{x} \geq 0) \\ \text{sgn}(\dot{x}) = -1 & (\dot{x} \leq 0) \end{cases} \quad (2.11)$$

(記号) W : 鉛直荷重, μ : 動摩擦係数, K_{damp} : ダンパーの剛性 ($-0.9 \times kr$)

2.3.3.2 入力地震波

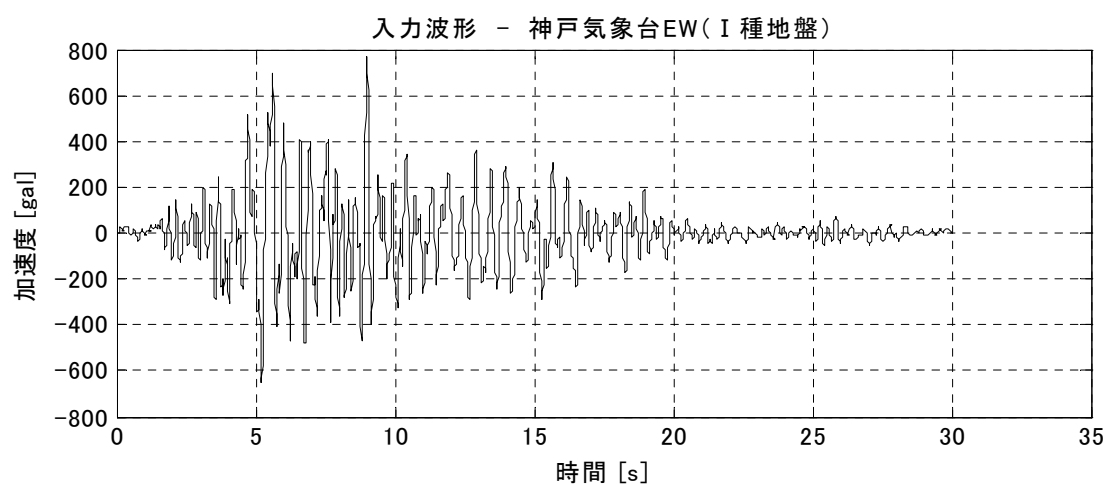
本解析の入力地震波は、道路橋示方書に定められている地震波を用いる。道路橋示方書に定められた地震波のうち、最も入力加速度が高いレベル2、タイプ2地震動とし、Ⅱ－Ⅰ－2波形、Ⅱ－Ⅱ－2波形、Ⅱ－Ⅲ－2波形の3種類とした。ただし、本実験で適用した想定地震波の略称を以下のとおりとする。表2.1に入力地震波の概要を示す。

- Ⅱ－Ⅰ－2 : 道路橋示方書地震波、レベル2、タイプ2、Ⅰ種地盤、神戸気象台地盤上 (EW)
- Ⅱ－Ⅱ－2 : 道路橋示方書地震波、レベル2、タイプ2、Ⅱ種地盤、JR西日本鷹取駅構内地盤上 (EW)
- Ⅱ－Ⅲ－2 : 道路橋示方書地震波、レベル2、タイプ2、Ⅲ種地盤、東神戸大橋地盤上

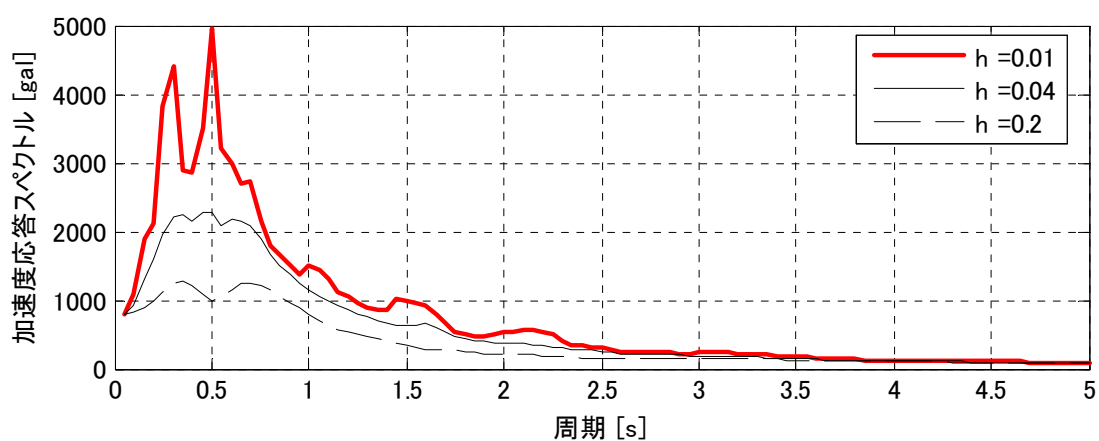
図2-6～図2-8にⅡ－Ⅰ－2波形、Ⅱ－Ⅱ－2波形、Ⅱ－Ⅲ－2波形の加速度応答時刻歴波形および減衰定数を0.01, 0.04, 0.2とした時の加速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを示す。

表 2.1 入力地震波

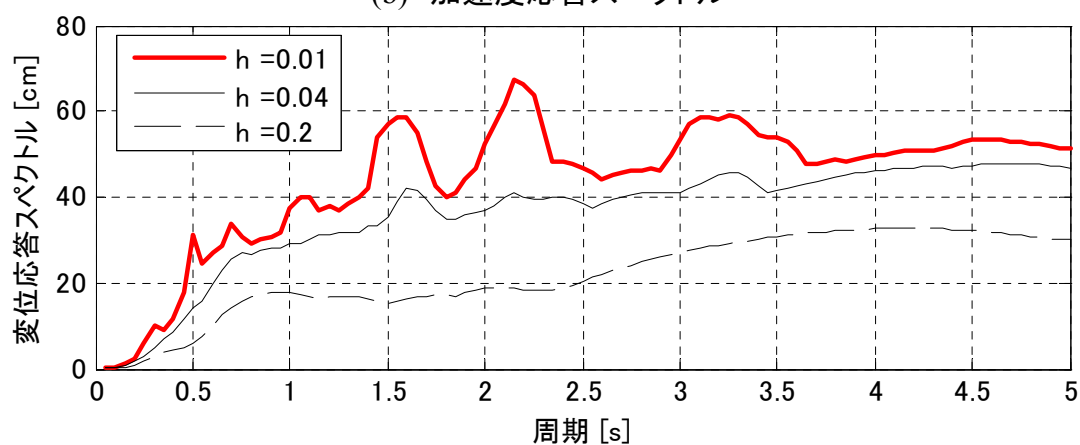
地盤種別	地震名	マグニチュード	記録場所	最大入力 加速度 [gal]
Ⅰ種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.3	神戸気象台地盤上(EW)	765.9
Ⅱ種地盤			JR西日本鷹取駅構内地盤上(EW)	672.6
Ⅲ種地盤			東神戸大橋周辺地盤上	591.0



(a) 加速度

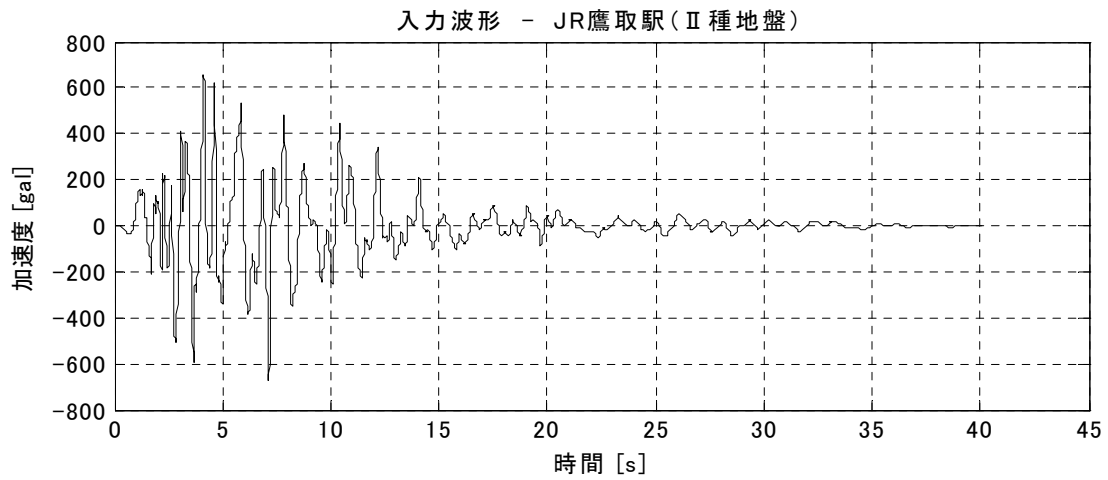


(b) 加速度応答スペクトル

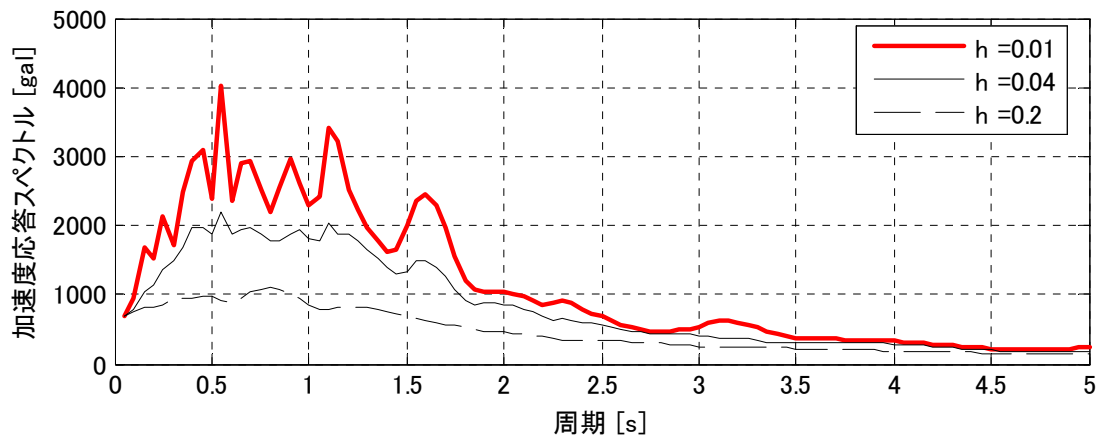


(c) 変位応答スペクトル

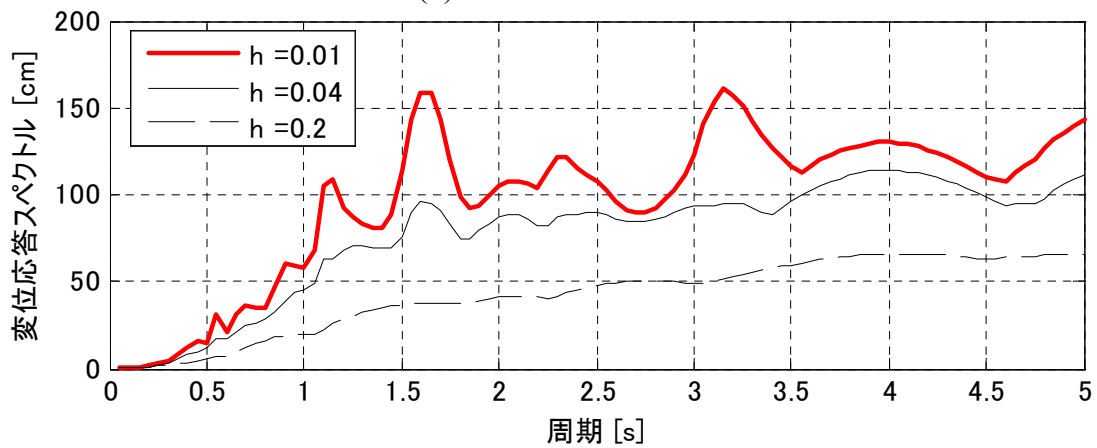
図2-6 入力地震波, 神戸気象台EW
(Ⅰ種地盤: Ⅱ-I-2)



(a) 加速度

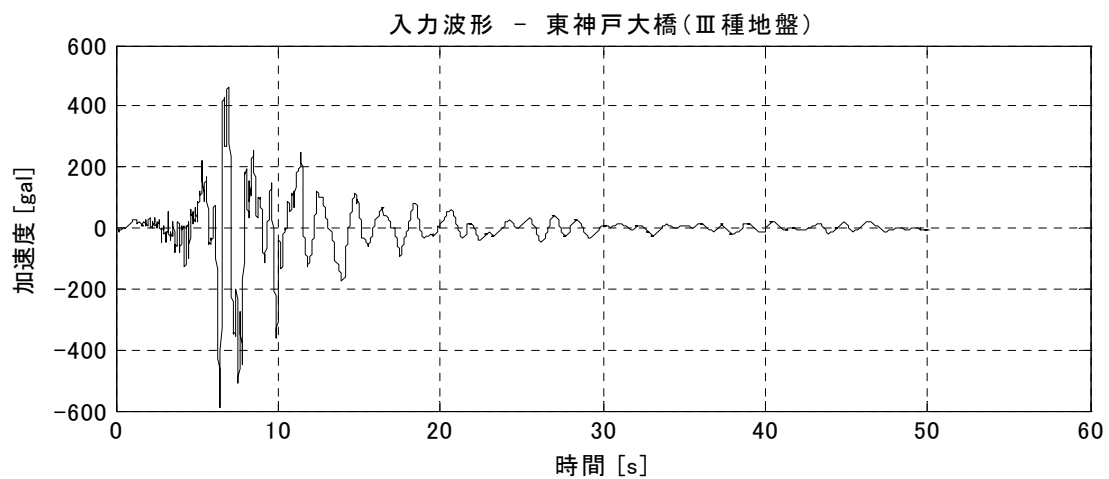


(b) 加速度応答スペクトル

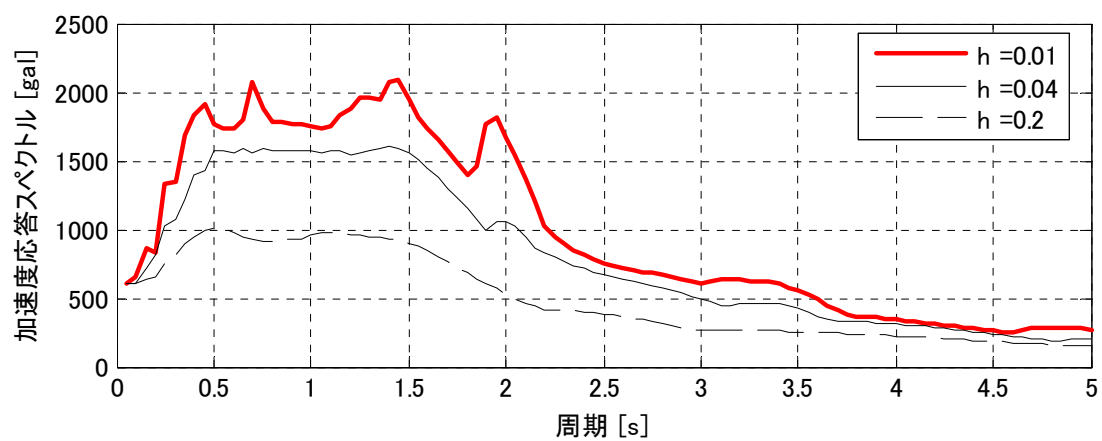


(c) 変位応答スペクトル

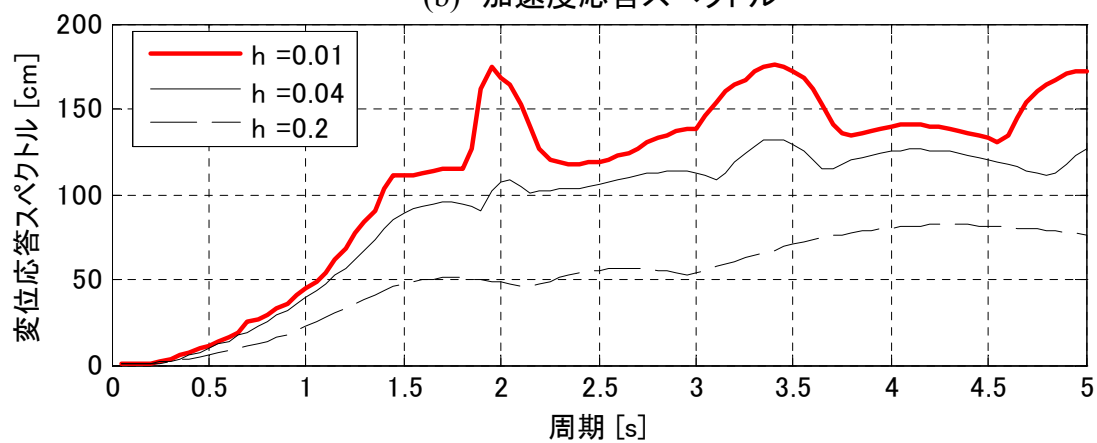
図2-7 入力地震波, JR鷹取駅EW
(Ⅱ種地盤: Ⅱ-Ⅱ-2)



(a) 加速度



(b) 加速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル

図2-8 入力地震波, 東神戸大橋
(Ⅲ種地盤: Ⅱ - Ⅲ - 2)

2. 3. 3. 3 解析結果

図 2-9～図 2-11 に、固有周期に対する最大応答加速度，最大応答変位，および入力エネルギーの結果を示す。

＜応答加速度＞

図 2-9(a)～(c)に各入力地震波における固有周期に対する最大応答加速度の結果を示す。

まず，図 2-9(a)～(c)の粘性線形ダンパーの結果は，図 2-6(b)～図 2-8(b)の応答スペクトルの結果 ($h=20\%$)と同じとなっており，入力地震波のタイプによって周期に対する減少傾向がことなっている。

ダンパータイプによる定性的な傾向として，摩擦ダンパーと弾塑性ダンパーの応答値は，復元力の周期によらず粘性線形ダンパーよりも大きく，負剛性ダンパーは小さくなっている。

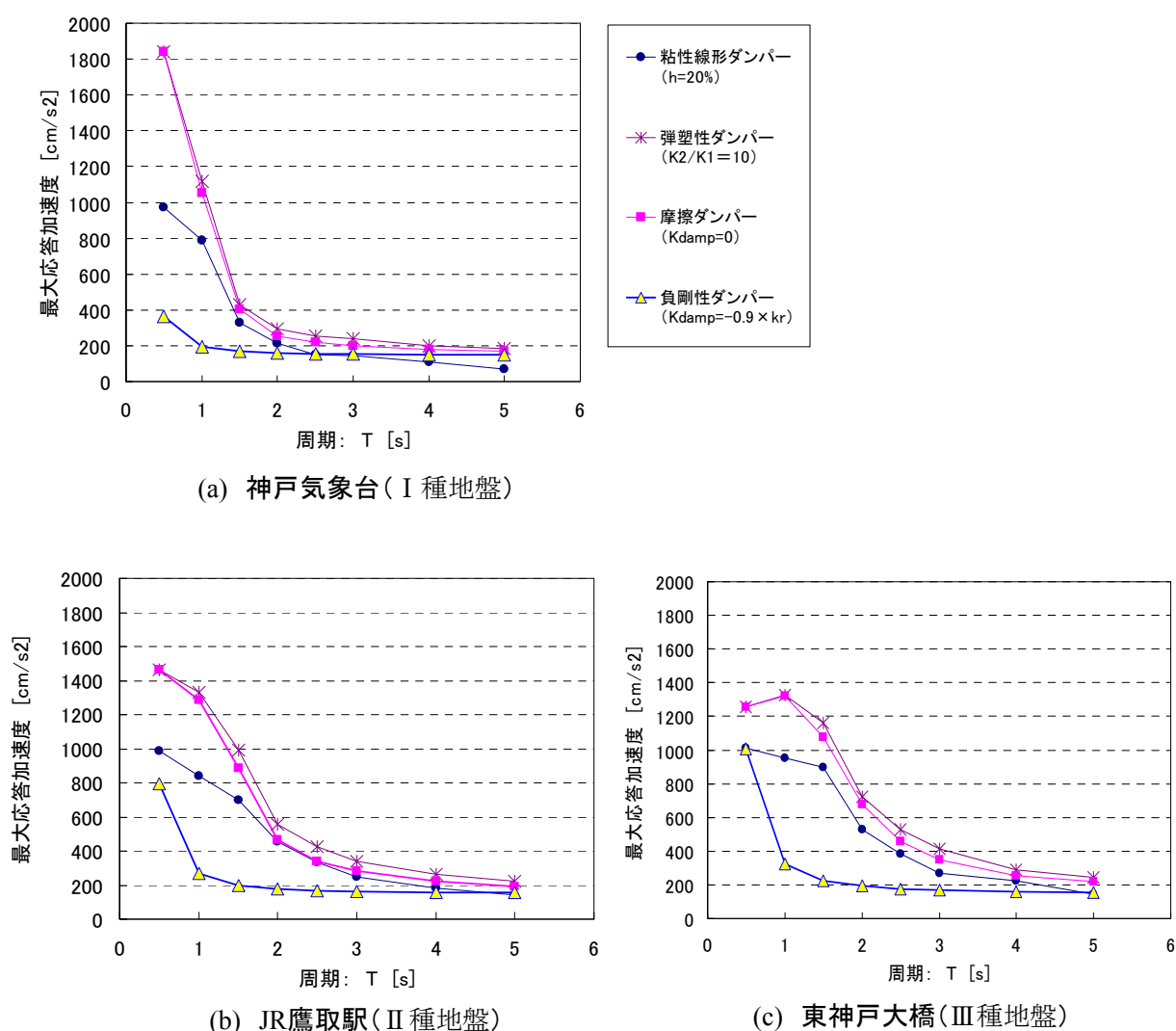


図2-9 最大応答加速度（ダンパータイプ比較）

図 2-9(a)のⅠ種地盤：神戸気象台波（Ⅱ－Ⅰ－2）についてみると、摩擦ダンパーと弾塑性ダンパーは、 $T=0.5s$ の時、粘性線形ダンパーの約 2 倍の応答加速度となっているが、 $T=1.5$ 時には粘性線形ダンパーと同等な応答値まで急激に応答が低下している。その一方で、負剛性ダンパーは、 $T=0.5s$ の時、粘性線形ダンパーの 1/2 以下の応答であり、 $T=2.0s$ までの範囲では、他のどの従来型ダンパーよりも最大応答加速度が低減している。また同様に、図 2-9(b)のⅡ種地盤：JR 鷹取駅 EW（Ⅱ－Ⅱ－2）および図 2-9(c)のⅢ種地盤：東神戸大橋（Ⅱ－Ⅲ－2）の結果をみると、粘性線形ダンパーの最大応答加速度は、図 2-7(b)および図 2-8(b)の結果($h=20\%$)と同じとなり、粘性線形ダンパーに対して、 $T=2.0s$ までの範囲で摩擦ダンパーと弾塑性ダンパーは応答が高いが、負剛性ダンパーは低くなっており、この傾向は入力地震波タイプによらず定性的に同じである。さらに、 $T=2.0s$ 以降の範囲についてみると、負剛性ダンパー以外の従来型ダンパーは、粘性ダンパーと同程度となっているが、負剛性ダンパーは入力地震波タイプによらず約 200 cm/s^2 と、どのタイプのダンパーよりも低く、Ⅰ種からⅢ種地盤波と長周期化しても負剛性ダンパーの応答低減効果が得られている。

その一方で、固有周期： $T=0.5s$ の場合についてみると、粘性線形ダンパーは、入力地震波タイプによらず約 1000 cm/s^2 となっており、摩擦ダンパーと弾塑性ダンパーはⅠ種からⅢ種地盤波と長周期化するにつれて、応答加速度が低減しているが、負剛性ダンパーは逆に増加する傾向がある。しかし、ダンパータイプによる応答値の相対的な関係が逆転することは無い。これより、負剛性ダンパーの特性として、 $T=0.5s$ の場合、入力地震波が長周期のものになると応答加速度が増加する傾向があるが、ほぼどの周期においても従来のダンパーより最大応答加速度が低減するといえる。

＜応答変位＞

図 2-10(a)～(c)に、各入力地震波における固有周期に対する最大応答変位の結果を示す。

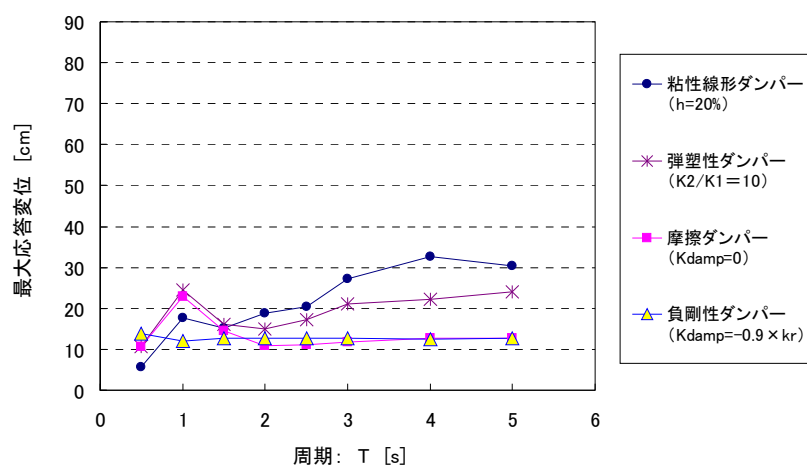
まず、図 2-10(a)～(c)の粘性線形ダンパーの結果は、図 2-6(c)～図 2-8(c)の応答スペクトルの結果($h=20\%$)と同じとなっており、入力地震波のタイプによって周期に対する増加傾向がこととなっている。

まず、図 2-10(a)のⅠ種地盤：神戸気象台波（Ⅱ－Ⅰ－2）について、粘性線形ダンパーの最大応答変位の結果は、図 2-6(c)の変位応答スペクトル($h=20\%$)の結果と同じであり、 $T=0.5s$ から固有周期が長くなるに従い最大応答変位が増加している。摩擦ダンパーと弾塑性ダンパーの応答は $T=0.5s\sim 1.5s$ の範囲で、粘性線形ダンパーの応答と定性的に同じであるが、 $T=2.0s$ 以降の範囲では、摩擦ダンパーの応答変位が減少しており、粘性線形ダンパーや弾塑性ダンパーとは逆傾向となっている。また、ダンパータイプによる応答変位の差は、固有周期が $4.0s$ 以上の範囲で大きく、粘性ダンパーの応答変位は、応答スペクトルの傾向と同じく、大きく増加しているが、弾塑性ダンパー、摩擦ダンパー、負剛性ダンパーの応答変位では、顕著な増加が見られない。その中でも特に負剛性ダンパーは、固有周期による応答変位の変化がほとんどなく一定で、粘性線形ダンパーや弾塑性ダンパーよりも応答変位が小さく、摩擦ダンパーの応答変位とは同等となっている。また、 $T=1.0s$ の場合では、負剛性ダンパーの応答変位が他のどのダンパーよりも低くなっている。

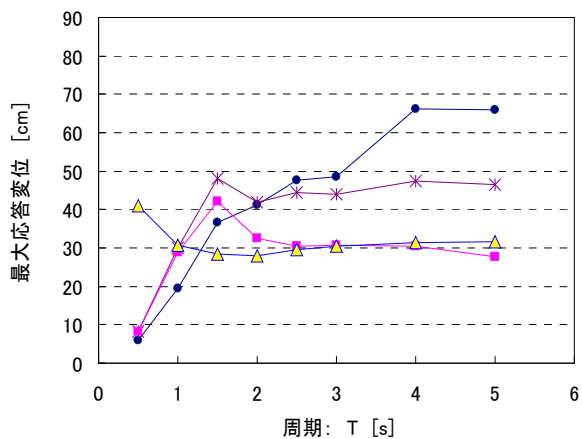
また同様に、図 2-10(b)のⅡ種地盤：JR 鷹取駅 EW（Ⅱ－Ⅱ－2）および図 2-10(c)のⅢ種地盤：東神戸大橋（Ⅱ－Ⅲ－2）の結果をみると、粘性線形ダンパーの最大応答変位は、図 2-7(b)および図 2-8(b)の結果と同じであり、 $T=1.5s$ 以降の範囲では、入力地震波がⅠ種～Ⅲ種地盤と長周期になるほど応

答変位は増加している。摩擦ダンパーと弾塑性ダンパーの応答は $T=0.5\text{s}\sim 1.5\text{s}$ の範囲で、粘性線形ダンパーの応答と定性的に同じであるが、 $T=2.0\text{s}$ 以降の範囲では、摩擦ダンパーの応答変位が減少しており、粘性線形ダンパーや弾塑性ダンパーとは逆傾向となっている。その一方で、負剛性ダンパーの傾向は異なり、 $T=0.5\text{s}$ の応答変位が大きく、 $T=1.0\text{s}$ 以降で低下し、 $T=2.5\text{s}$ 以降で緩やかに増加している。

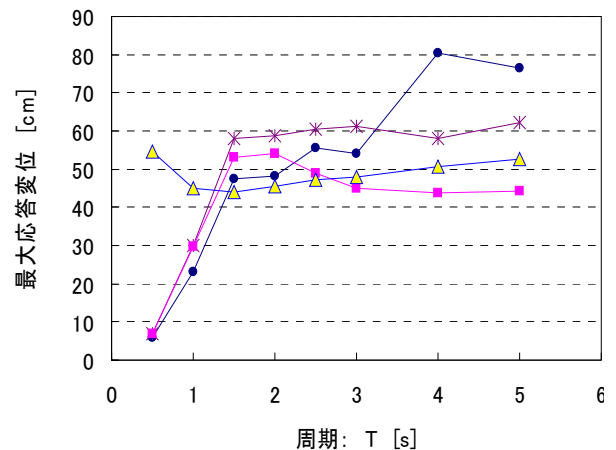
以上のことから、ダンパーのタイプによって固有周期に対する応答変位の傾向が異なり、また入力地震波の種類によっても最大応答変位量が異なるが、 $T=1.5\text{s}\sim 2.0\text{s}$ の範囲については、負剛性ダンパーの応答変位はどの従来型ダンパーよりも小さくなっている。



(a) 神戸気象台 (I 種地盤)



(b) JR 鷹取駅 (II 種地盤)



(c) 東神戸大橋 (III 種地盤)

図2-10 最大応答変位 (ダンパータイプ比較)

2. 3. 3. 4 解析考察

負剛性ダンパーと3種類の従来型ダンパーの地震波応答解析結果について以下に考察する。

まず、粘性線形ダンパーの応答加速度と応答変位特性はそれぞれ応答スペクトルの特性（図 2-6～図 2-8 中の $h=0.2$ ）と一致しており、応答加速度は周期が長くなると減少する傾向があるが、応答変位は増加する傾向がみられる。それに対して負剛性ダンパーの応答加速度は周期が長くなるほど減少し、応答変位も同様に減少する傾向がみられ、粘性線形ダンパーや摩擦ダンパーとは応答変位の傾向が異なっている。特にⅡ種およびⅢ種地盤の入力地震波において、固有周期が 0.5 s の場合、摩擦ダンパーの応答変位が 10 cm 前後であるのに対し、負剛性ダンパーは 40 cm 以上と非常に大きくなっており、応答変位の差が顕著である。これは、負剛性ダンパーを適用した場合のシステムの見かけの剛性が摩擦ダンパーよりも低下し、長周期化することにより、応答加速度が相対的に低減する一方で、そのシステムの剛性低下により応答変位が増加すると考えられる。加速度応答スペクトル（図 2-6(b)～図 2-8(b)）における固有周期： 0.5 s の位置は、応答値が最も高い範囲に位置しており、特にⅡ種地盤とⅢ種地盤の場合では、応答加速度を低減するには $1.5\text{ s}\sim 2.0\text{ s}$ 以上の長周期化が必要となり、Ⅰ種地盤の場合よりも長周期化による応答低減効果が得にくい特性となっている。また、ここでの負剛性値は、各固有周期における復元力の剛性に対して -0.9 倍としており、固有周期が短いほど長周期化しにくい条件となっている（図 2-12）。このことから負剛性ダンパーの固有周期： 0.5 s の場合に応答加速度の低減効果が小さく、その結果、応答変位が大きくなっていると考えられる。

また、地震波のタイプによる傾向として、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種と地盤が軟弱になると、ダンパータイプによる応答加速度の差が顕著になっている。その中でも負剛性ダンパーの応答加速度は、どの周期においても、他のどのタイプのダンパーよりも小さくなっている。また、逆に応答変位は、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種と地盤が軟弱になると、ダンパータイプによらず応答変位が全体的に増加する傾向がある。

以上のまとめとして、負剛性ダンパーを適用した場合、システムの見かけの剛性は従来の摩擦ダンパーよりも低下し、長周期化することにより、応答加速度が相対的に低減し、逆に応答変位が増加する傾向があるといえる。しかし、地震波タイプや固有周期の範囲によって、それぞれのダンパータイプの応答特性は異なるが、復元力の固有周期が $1.5\sim 2.0\text{ s}$ の範囲では、負剛性ダンパーの加速度応答および応答変位が共に従来型のどのダンパーよりも低減している。これより、負剛性ダンパーを適用することにより、従来型ダンパーよりも応答加速度と応答変位を同時に低減できる適用条件があるといえる。

2. 3. 4 負剛性値による効果

2. 3. 4. 1 負剛性ダンパーの剛性

摩擦タイプの負剛性ダンパーの剛性を，従来の剛性がない 0 から $-0.3 \times kr$, $-0.5 \times kr$, $-0.7 \times kr$, $-0.9 \times kr$ と変化させて解析を行う． kr は設定する復元力の固有周期によって異なっており，その解析する履歴の概略を図 2-11 に示す．また，解析するシステムの履歴の固有周期を履歴の二次剛性より計算した負剛性ダンパーの固有周期と負剛性の倍率との関係を図 2-12 に示す．なお図中の $T=0.5\text{s} \sim 5\text{s}$ は，復元力の固有周期を示す．

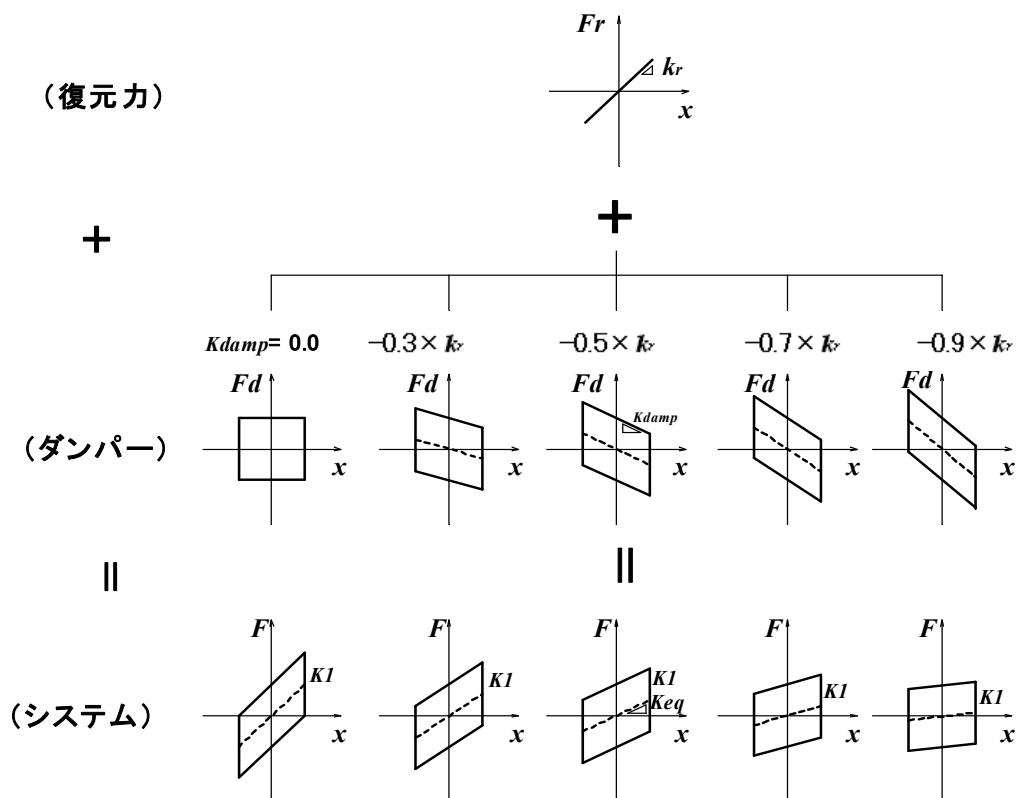


図 2-11 ダンパーの負剛性

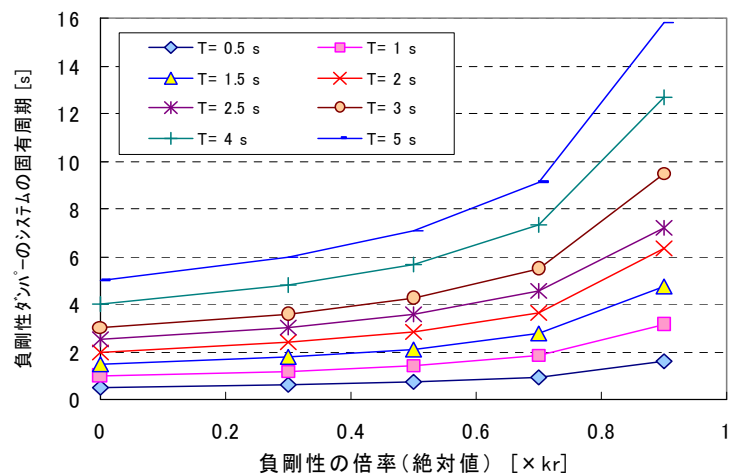


図 2-12 システムの固有周期

2.3.4.2 入力地震波

本解析の入力地震波は、「2.3.3.2 入力地震波」で前述したものと同一であり、道路橋示方書に定められている地震波を用いる。道路橋示方書に定められた地震波のうち、最も入力加速度が高いレベル2、タイプ2地震動とし、Ⅱ－Ⅰ－2波形、Ⅱ－Ⅱ－2波形、Ⅱ－Ⅲ－2波形の3種類とした。

2.3.4.3 解析結果

図2-12(a)～(c)に、ダンパー負剛性値の kr に対する倍率の絶対値に対する最大応答加速度の結果を示す。ここで横軸の負剛性倍率がゼロの条件は、平板摩擦タイプの場合である。図2-13(a)～(c)に、ダンパー負剛性値の kr に対する倍率の絶対値に対する最大応答変位の結果を示す。

<応答加速度>

図2-12(a)～(c)に各入力地震波におけるダンパー負剛性値の kr に対する倍率の絶対値に対する最大応答加速度の結果を示す。

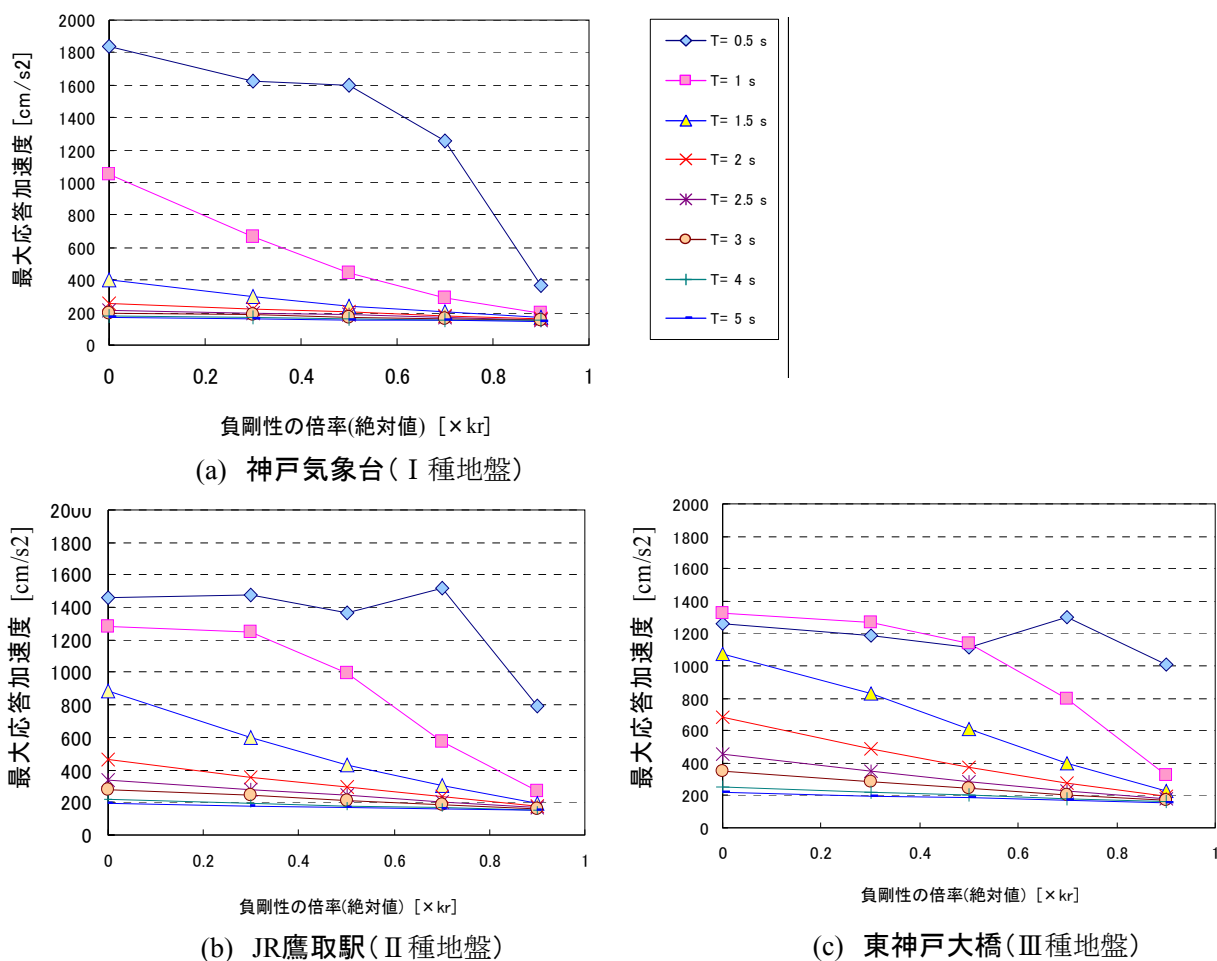


図2-12 最大応答加速度（負剛性の倍率）

まずⅠ種地盤の神戸気象台波（Ⅱ・Ⅰ・2）についてみると、どの周期においても負剛性の倍率つまり負剛性値が増加するほど応答加速度が低下しており、Ⅱ種地盤のJR鷹取駅（Ⅱ・Ⅱ・2）およびⅢ種地盤の東神戸大橋（Ⅱ・Ⅲ・2）の場合では、固有周期が0.5 s以外については同様に負剛性値が増加するほど応答加速度が低下している。これらの条件においては、負剛性値の大きさによらず負剛性を付加することにより、従来型の剛性をもたないダンパーよりも、応答加速度を低減することができるといえる。また、この応答加速度の低減傾向は、地震波のタイプがⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種と地盤が軟弱になると、負剛性の倍率に対して応答加速度の低減率が小さくなるが、負剛性を0.9倍付加すると固有周期の条件による差がほとんど無く、応答加速度が非常に小さくなる。

＜応答変位＞

図2-13(a)～(c)に各入力地震波におけるダンパー負剛性値の kr に対する倍率の絶対値に対する最大応答変位の結果を示す。

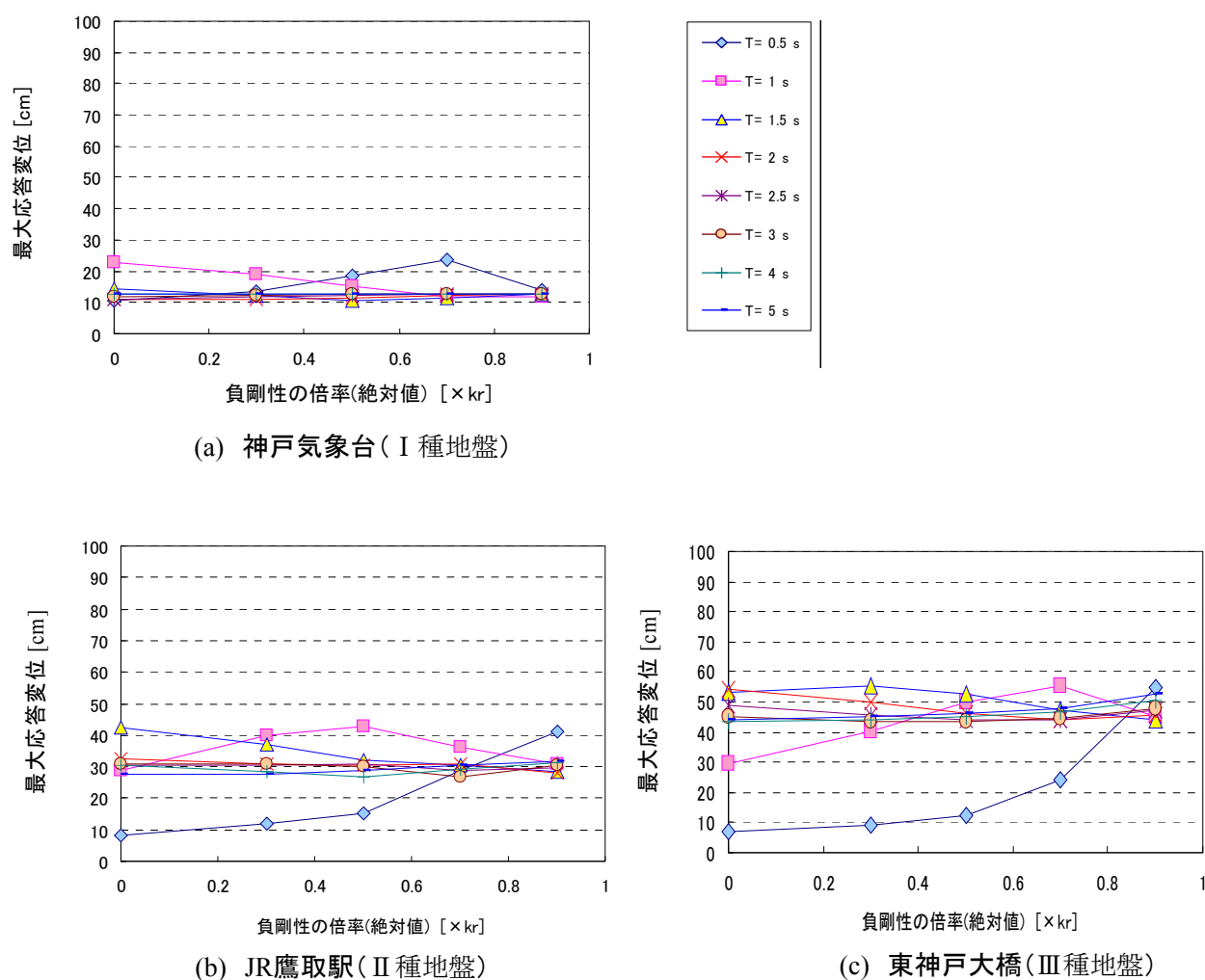


図2-13 最大応答変位(負剛性の倍率)

I 種からⅢ種地盤のどの入力地震波についても、固有周期：0.5 s と 1.0 s の応答変位が負剛性の倍率の増加に伴う変化が著しくなっている。特に固有周期が最も短い 0.5 s の場合では増加傾向が顕著である。その一方で、固有周期：1.5 s 以上については負剛性の倍率による影響は小さく、負剛性の倍率によらず従来型の倍率がゼロの応答値とほとんど変化が無く、それらの応答変位は I 種からⅢ種へと地盤が軟弱化するに従い全体的に増加している。

2. 3. 4. 4 解析の考察

摩擦タイプの負剛性ダンパーの剛性値を、負剛性値の大きさを復元力の剛性に対して 0～-0.9 倍に変化させて解析を行い、また、復元力の固有周期を 0.5 s から 5.0 s まで変化させ、入力地震波を地盤が異なる I 種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤について応答解析を行った結果について以下に考察する。

すべての条件にわたる傾向として、負剛性の付加倍率が大きいほど最大応答加速度が低減している。これは負剛性ダンパーの力学特性の検討結果からも容易に推測できる結果といえるが、復元力の固有周期によって低減効果に違いがある。

復元力の固有周期が 0.5 s のように負剛性による長周期化の効果が得にくい条件の場合、地震波のタイプによる傾向として、I 種、Ⅱ種、Ⅲ種と入力地震波の地盤が軟弱になるほど、応答加速度の低減効果が小さくなっているが、復元力の固有周期が 0.5 s より大きい場合については、入力地震波の地盤タイプに関わらず、付加する負剛性の倍率が大きいほど、応答加速度が低減する。また、応答変位は、入力地震波の地盤が軟弱になるほど、負剛性の倍率の増加に伴い増加する傾向がある。

加速度応答スペクトル（図 2-6(b)～図 2-8(b)）における固有周期：0.5 s は、応答値が最も高い範囲に位置しており、特にⅡ種地盤とⅢ種地盤の場合では、応答加速度を低減するには 1.5s～2.0s 以上の長周期化が必要となり、I 種地盤の場合よりも長周期化による応答低減効果が得にくい特性となっている。また、図 2-12 に示す負剛性倍率とダンパーシステムの固有周期の結果から、固有周期が短いほど負剛性倍率に対するシステムの固有周期が小さく、長周期化しにくい条件となっている。

また、復元力の固有周期が 0.5 s の場合の応答加速度の低減効果が鈍く、応答変位が増加傾向がある理由として次のことも考えられる。まず、負剛性がゼロの従来型ダンパー適用時の復元力の固有周期が 0.5 s の場合に対して、例えば-0.9 倍の負剛性を付加すると、その時のシステム履歴の 2 次剛性から計算される周期は 1.58 s となる。図 2-12 の負剛性倍率と周期の関係からも、 $T=0.5$ s の場合、負剛性倍率によるシステムの長周期化の割合が最も小さいことがわかる。さらに、 $T=0.5$ s の条件が応答スペクトルのピーク帯域の中に位置しているため、負剛性の倍率を増加させることによる長周期化をしても、その帯域からはずれにくい傾向となっている。

以上のことから、設定した固有周期に対する負剛性倍率によってシステムの長周期化の効果に差があること、および入力地震波の応答スペクトルの特性によって応答加速度の低減効果がことなり、その結果、 $T=0.5$ s の場合の特性が、 $T=1.0$ s 以上の場合と比べて負剛性による応答加速度低減効果が小さくなる。また同時に応答変位が増加する傾向が $T=0.5$ s の条件については顕著に見られるが、 $T=1.0$ s 以上の場合には、ばらつきがあるものの負剛性倍率によらず従来型ダンパーの応答とほとんど同等となる。

参考文献

- 1) 日本ゴム協会：「ゴム用語辞典」，1997
- 2) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」，2002
- 3) 田中寛人，五十嵐晃，家村浩和：多径間連続橋における擬似負剛性セミアクティブ制御の適用の解析的検討，土木学会第 59 回年次学術講演梗概集，pp.829-830，2004.9
- 4) Mulyo Harris Pradono：”Seismic Safety Enhancement of Cable-stayed Bridges with Pseudo Negative Stiffness Dampers”，Ph. D. diss., Kyoto Univ., 2003
- 5) 軸力変動を考慮した滑り型免震橋梁の振動台実験，京都大学構造ダイナミクス研究室，2005.7
- 6) 性能設計の基づく損傷度制御型免震・制震構造の開発，平成 11 年度～平成 13 年度科学研究費補助金（基盤研究（A）（2））研究成果報告書，2002.3
- 7) 「土木が遭遇した阪神大震災・被害現場が考える地震防災へのヒント」，日経 B P 社，1995
- 8) 耐震・免震・制震のわかる本・安震建築をめざして，清水建設免制震研究会，1999
- 9) 長松ら：「ダイナミクス・ハンドブック」，朝倉書店，1993
- 10) 岡本晋，深沢康晴，藤井俊二，尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.191-200，1995.4
- 11) 下田郁夫：球面すべり支承を用いた免震装置の開発，日本機械学会機械力学講演論文集，Vol.B，No.900-44，pp.400-403，1990.7
- 12) 池内邦江，村司真生，橘英三郎：すべり支承型免震構造の応答に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.653-654，2000.9
- 13) 遠山幸太郎，相沢寛：滑り免震構造の残留変位に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.655-656，2000.9
- 14) 日比雅一，高橋良和，家村浩和：なじみ現象を考慮した滑り型免震支承の摩擦係数変動モデルの開発，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.553-554，2005.9
- 15) 金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の対震性向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集，No.787/I-71，pp.1-19，2005.4
- 16) 矢田部浩，運上茂樹：すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.427-430，2004.1
- 17) 岡本晋，深沢泰晴：すべり方式免震システムを有する橋梁の正弦波地動に対する応答特性，土木学会構造工学論文集，Vol.40A，pp.1009-1017，1994.3
- 18) 尾崎大輔，岡本晋：すべり方式免震装置を用いた橋梁の基本応答特性，土木学会第 48 回年次学術講演会，pp.890-893，1993.9
- 19) 西村春美，安部祥子，橘英三郎：金属接触型すべり免震支承の摩擦係数の同定と応答低減効果，日本建築学会構造系論文集，第 599 号，pp.29-34，2006.1
- 20) 藤田亮一，森敦，金治英貞，伊津野和行：すべり免震支承システムのモデル化および地震動入力条件の違いが橋梁応答に及ぼす影響，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.415-422，2004.1

第3章 パッシブ負剛性ダンパーの 提案と試作

3.1 概説

前章では、応答解析により従来型ダンパーと負剛性ダンパーとの応答特性を比較し、負剛性ダンパーの効果と利点が明らかになった。次に本章では、その有効性が確認された負剛性ダンパーを実際の装置として提案し、開発をする。

負剛性ダンパーの開発に伴い、まずダンパーについて整理すると、免震・制震装置は基本的に震動外力を受ける構造物の制御法と位置づけられ、これらは大きく受動型制御（パッシブ制御）と能動的制御（アクティブ制御）の二つに分けられる。さらに、パッシブ型ダンパーを力学特性によって分類すると、弾塑性型、粘性型、摩擦型の三つに分けられ、能動型ダンパーは、可変剛性・減衰型、アクティブ免震、動質量型がある。

負剛性ダンパーが、負の剛性と減衰力との組み合わせであると考ええると、負の剛性と従来のダンパーとの組み合わせが考えられる。パッシブ型では粘性負剛性ダンパー、摩擦負剛性ダンパーが考えられ、アクティブ型では可変剛性・減衰型により擬似負剛性ダンパーが考えられる。

これらの負剛性ダンパーのうち、擬似負剛性ダンパーは家村、五十嵐らによって解析および実験がなされており、その効果が確認されている。しかし、パッシブ型の負剛性ダンパーは、家村、五十嵐、ハリスらによって解析的に研究がなされているが、まだ具体的なパッシブ負剛性ダンパー装置としては実現していない。また、負剛性ダンパーの研究ではないが、パッシブダンパーの制御機構を開発することにより、その履歴特性を任意な非線形特性を備えた装置の研究がなされており、バイリニア特性を備えたパッシブ非線形オイルダンパーが実現されている。このように、セミアクティブ制御により実現した履歴特性をパッシブ型のダンパーとして開発するようになってきているが、負剛性ダンパーという人工的な履歴特性をパッシブ機構で実現すること、つまり、固有の負剛性を備えた材料、構造物および機構の実現は不可能であるともいわれている。

これまでにバリアブルダンパーを制御することによる擬似負剛性特性を備えた装置は実在するが、装置自体が固有の負剛性特性を有する装置、いわゆるパッシブ負剛性機構およびパッシブ負剛性ダンパー装置は実在していない。

そこで、本研究で開発するダンパーをパッシブ型制御ダンパーと決める。実際に適用されている免震装置の多くは、外からの制御エネルギーを必要としないパッシブ型制御装置であり、さらに実用性に優れているという特徴がある。また、本研究で開発するダンパーを摩擦型とする。摩擦ダンパーは、パッシブ型ダンパーの中でも構造が比較的単純であり、速度依存性が小さく、小変形時でも大きな減衰力を得られやすいという特徴がある。

まず、従来型の摩擦ダンパーについて、摩擦力を適用した免震・制振装置は多岐にわたり実用化

されている．それらの装置の主構成は，平面滑り板と滑り材の組み合わせである．その平面滑り摩擦ダンパーの履歴特性の概略を図 3-1 に示す．

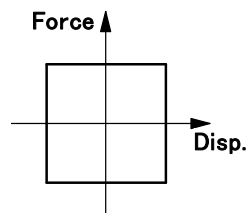


図 3-1 摩擦ダンパーの履歴

この摩擦ダンパー単体として使用する場合と復元力装置と並列に組み合わせた免震・制震システムとして使用する場合がある．また、単振り子の原理を用いた免震，制振装置として，振り子型滑り装置（FPS：Friction Pendulum System）がある．その装置の構成は，円弧上（器状）の滑り板と滑り材の組み合わせで，球面の勾配による復元力と滑り摩擦による減衰を併せもった単純な機構である(図 3-2)．水平移動した滑り材は，球面の傾斜と鉛直荷重により，球面の最下位置に戻る方向に力（復元力）が働く．その FPS 装置の剛性 (K_2) は球面半径（凹球面形状）によって決まり，滑り摩擦抵抗 (Qd) により減衰が決まり，その履歴特性は図 3-3 に示すようなバイリニアーループとなる．

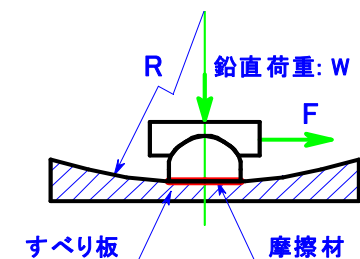


図 3-2 FPS

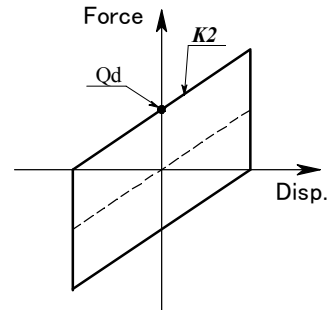


図 3-3 (凹)球面摩擦装置の履歴(FPS)

以上のように，滑り摩擦力によるダンパーの機構は単純であり，パッシブ型ダンパーとして免震・制震装置などに広く適用されている．本章では，前章の 1 自由度シミュレーション解析結果により応答低減効果が確認された負剛性履歴特性を備えたダンパー装置を実現することを目的とし，まず，パッシブ型負剛性ダンパーの開発目標を定め，その実現のために必要となる負剛性の原理を提案する．次に，その負剛性の原理を摩擦ダンパーと組み合わせることにより，パッシブ型負剛性摩擦ダンパーを提案する．さらに，提案したパッシブ型負剛性摩擦ダンパーの試作機を製作し，その要素実験を実施する．その試験性能と理論値との整合性を確認することにより，パッシブ型負剛性ダンパーの実現について示す．

3. 2 パッシブ型負剛性ダンパーの提案

3. 2. 1 パッシブ型負剛性ダンパーの開発目標

パッシブ型負剛性ダンパー装置の開発における目標仕様を下記とする.

- ① 負の剛性を備えている
- ② 受動型ダンパーである
- ③ 機構が単純である
- ④ 振幅によらず履歴面積が大きくとれる

3. 2. 2 パッシブ負剛性の原理

以下に負剛性の原理について示す. まず, 質量: m の物体が半径: R の凸状円弧面上を抵抗力無く転がる運動を考える. その概略を図 3-4 に示す.

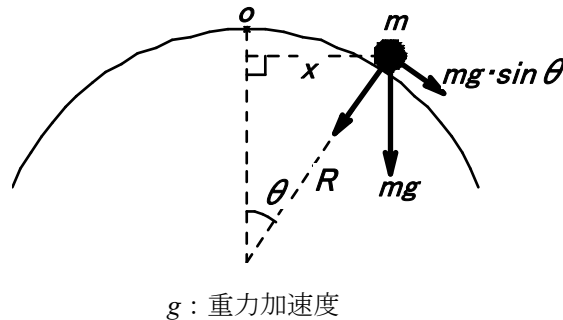


図 3-4 凸曲面転がり

ここで, その物体が, 凸上曲面の頂点 (o 点) を中心にして, 定常振動している (水平方向に振幅一定の正弦波運動している) と仮定する. x は頂点からの水平距離を示し, その時の o 点からの角度を θ とする. この場合の曲率半径: R と水平方向の剛性: K との関係を以下に導出する.

まず, $\sin \theta = \frac{x}{R}$ とするとき, 物体の接線方向の加速度: a は,

$$ma = -m \frac{g}{R} x, \quad \therefore a = -\frac{g}{R} x \quad (3.1)$$

と表せ, $a = -\omega^2 x$ より角速度: ω は次式となる.

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \quad (3.2)$$

①式を用いると、定常円振動の固有周期： T は次式となる。

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.3)$$

また、1質点自由振動の固有周期： T は次式で表される。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K \cdot g}} \quad (3.4)$$

ここで、式(3.3)と式(3.4)が等価であるとする、

$$2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K \cdot g}} \quad (3.5)$$

以上より、円弧半径と水平方向の剛性との関係は次式で表される。

$$K = \frac{W}{R} \quad (3.6)$$

ところが、物体が o 点から離れている場合、物体は重力の影響により o 点から遠ざかるほど曲面を転がり落ちようとする力が増加する。これは、水平方向の変位の移動方向に対して、水平方向にかかる力の向きが逆となることを表す。フックの法則によると、変形が増大するほど、その原点に戻ろうとする力（復元力）が増加するが、図 3-4 のような凸曲面上の定常振動の場合は、その逆で変形が増大するほど原点に戻ろうとする力が減少する。つまり、水平方向の剛性： K は負の値をとる。よって、この場合の円弧半径と水平方向の剛性との関係式は次のようになる。

$$K = -\frac{W}{R} \leq 0 \quad (3.7)$$

以上より、物体が凸曲面上を可動する場合、水平剛性がマイナスとなる。このマイナスの剛性を“負剛性”と呼び、凸曲面半径と物体の重量を用いた式(3.7)より負剛性： K を求めることができる。

また、剛性が負の値をとる場合を考慮して、負剛性定常運動の固有周期： T は、可動物体の重量と負剛性値の絶対値を用いた式(3.8)により求まる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{|K| \cdot g}} \quad (3.8)$$

3. 2. 3 負剛性摩擦ダンパーの提案

凸曲面上運動による負の剛性機構に，摩擦抵抗による減衰力を付加することにより，負剛性を備えた減衰装置（ダンパー）を提案する．履歴曲線で表すと，負剛性に摩擦減衰力の履歴を足し合わせたものが装置の履歴曲線となる（図 3-5）．本装置はパッシブ制御機構であることから“パッシブ負剛性摩擦ダンパー”と呼ぶ．

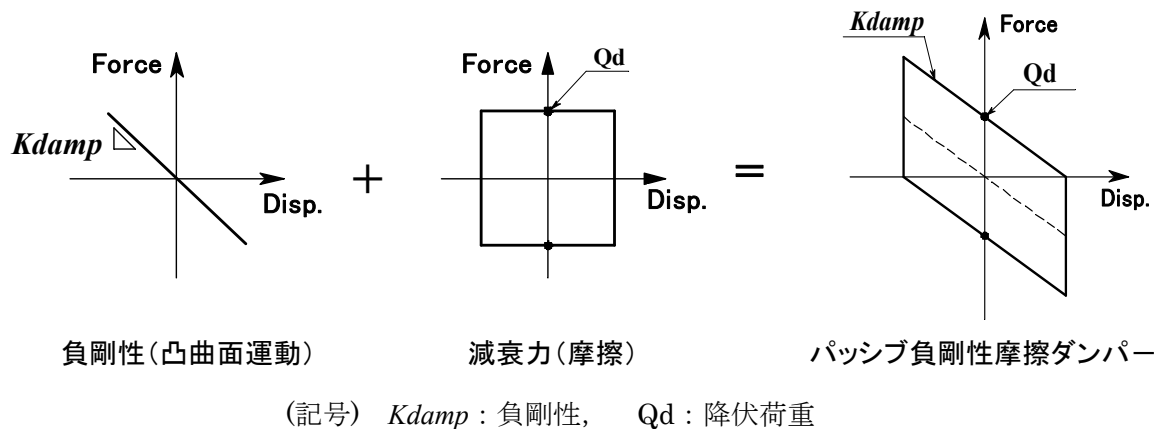


図 3-5 パッシブ負剛性摩擦ダンパー

3. 2. 4 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの構成

パッシブ負剛性摩擦ダンパーの主構成は，①曲面状の滑り板と，②滑り材から成り，その滑り材は，滑り板上を摺動する機構である．滑り材が滑り板上を摺動する際に，滑り材が滑り板の曲面に追従するように滑り材の取り付け器具に回転を許容する機構を備え，同時に鉛直力が滑り材に安定してかかる機構である．図 3-6 にパッシブ負剛性摩擦ダンパーの概念図を示す．

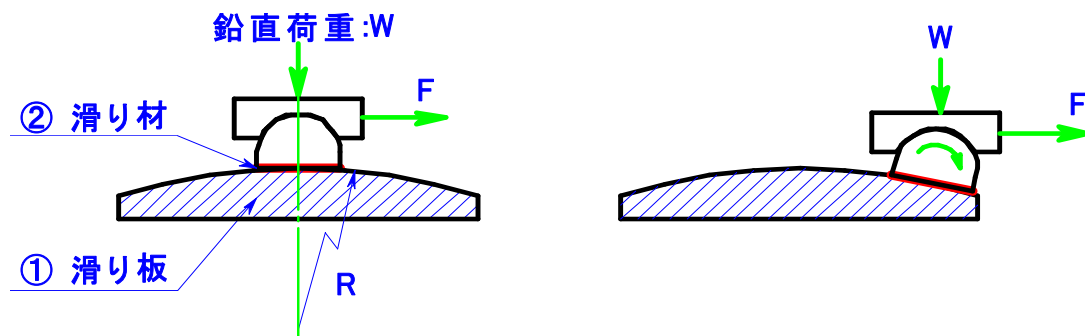


図 3-6 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの概念図

3. 2. 5 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの特性式

パッシブ負剛性摩擦ダンパーの特性として、ダンパーの固有周期、ダンパーの剛性、降伏荷重について、それらの算出方法を以下に示す。

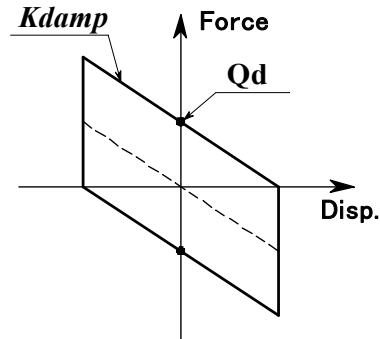


図 3-7 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの履歴

まず、負剛性摩擦ダンパーの固有周期： T は、滑り板の曲率半径と重力加速度によって式(3.9)で表される。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.9)$$

R ： 滑り板の曲率半径

g ： 重力加速度

また、負剛性摩擦ダンパーの剛性： K_{damp} は、滑り材にかかる鉛直荷重と滑り板によって式(3.10)で表される。

$$K_{damp} = -\frac{W}{R} \quad (3.10)$$

K_{damp} ： 負剛性摩擦ダンパーの剛性

W ： 滑り材かかる鉛直荷重

R ： 滑り板の曲率半径

負剛性摩擦ダンパーの降伏荷重： Q_d は、滑り材と滑り板との動摩擦係数： μ と鉛直荷重によって、式(3.11)で表される。

$$Q_d = \mu \cdot W \quad (3.11)$$

μ ： 動摩擦係数

W ： 滑り材かかる鉛直荷重

3. 3 パッシブ負剛性摩擦ダンパーの要素実験

3. 3. 1 概要

これまでに述べてきた負剛性ダンパー理論が実際の挙動と整合性があるかどうかを確認することを目的として要素実験を行う。まず、試作機の諸元、試験装置について説明する。次に提案したパッシブ負剛性摩擦ダンパーを実際の装置として作製し、その性能を実験的に検証する。

3. 3. 2 試験体

要素試験体の概略を写真 3-1 に示す。試験体の主構成は凸曲面状の滑り板（ステンレス）と滑り材（PTFE）から成る。

要素試験体の設計は、まず滑り材にかかる鉛直荷重を 72000 N とし、滑り板の曲面半径を 552mm と決め、これらの条件よりダンパー剛性値を式(3.9)により計算する。このとき試験体のダンパー剛性（設計位置）は -130 N/mm となる。

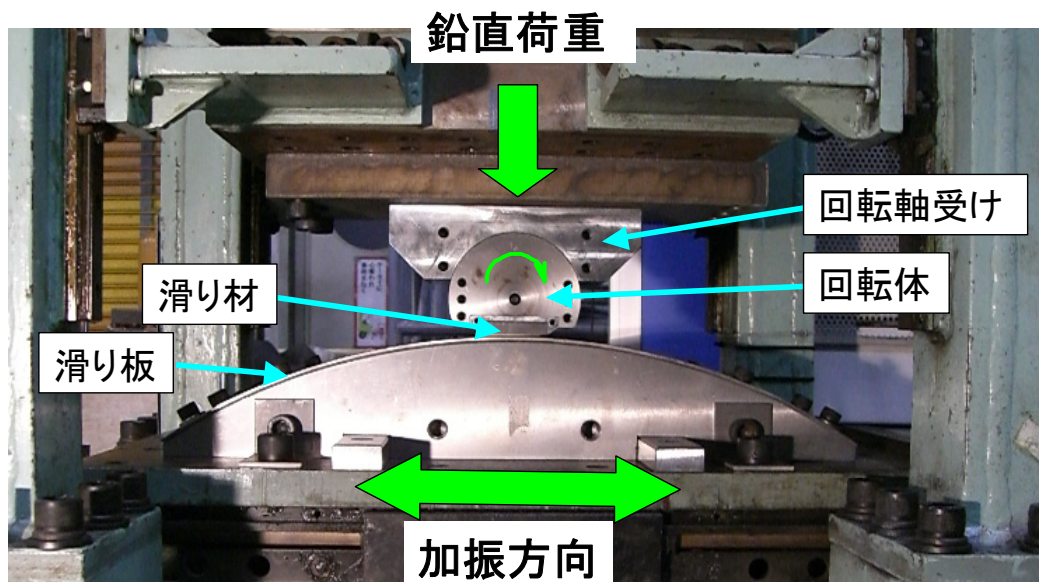


写真 3-1 要素試験体

鉛直荷重	: $W = 72000 \text{ [N]}$
滑り板形状	: $R = 552 \text{ [mm]}$ (凸型)
ダンパーの剛性	: $K_{damp} = -W/R$ $= -130 \text{ [N/mm]}$

平面滑り材と平面滑り板間の設計動摩擦係数は約 0.13（基準面圧：20N/mm²，基準速度：400mm/s 時）を用い，滑り材に PTFE，滑り板にステンレスの組み合わせを適用する⁽¹⁹⁾．この動摩擦係数は，基準速度以下では，設計値よりも低く，速度の増加に伴い摩擦係数は増加し，基準速度に近づくに従い，設計値に漸近する特性をもっている．滑り板の曲面半径は 552 mm で全長 600 mm であり，その概略図を図 3-8 に示す．また，滑り材の平面寸法は□60 mm で，滑り板の曲面半径に合わせて 552 mm の曲面加工を施したものを使用する．滑り材の概略図を図 3-9 に示す．

滑り材が滑り板上を摺動する際に，滑り材が滑り板の曲面に追従するように，図 3-10 に示すような回転体と回転軸受けにより滑り材を固定する．この回転体と軸受けとの摩擦抵抗力の影響を小さくするため，潤滑剤を塗布して使用する．

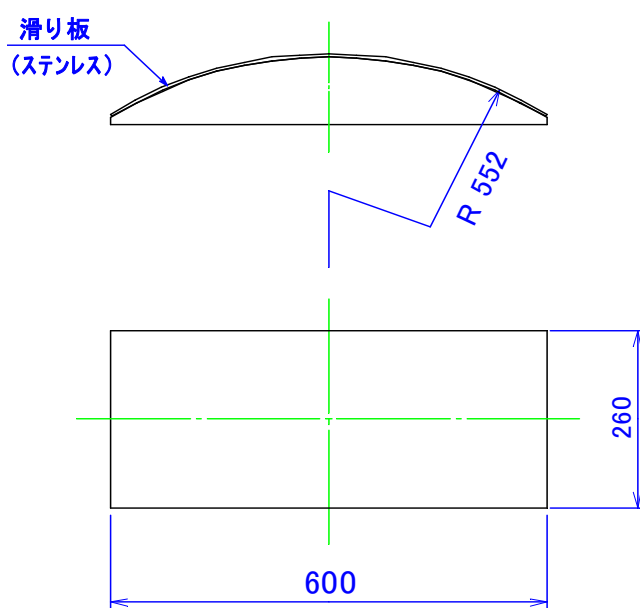


図 3-8 滑り板

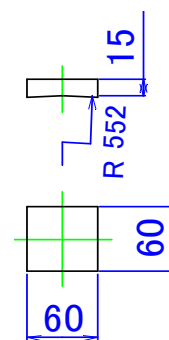


図 3-9 滑り材

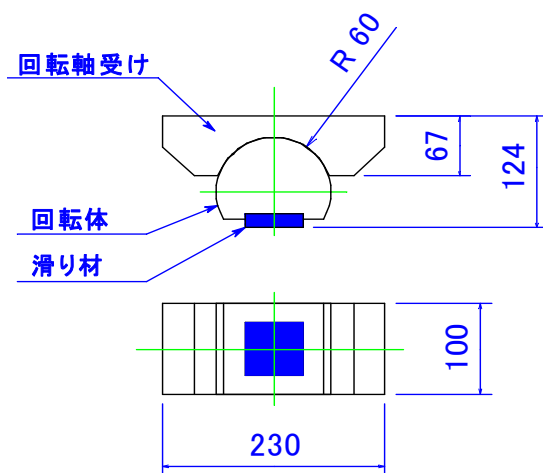


図 3-10 回転体

3. 3. 3 試験装置

本要素試験には，水平および鉛直加振可能な 2 軸試験機を用いて行った．その試験機の概略を図 3-11 に示し，その諸元を表 3.1 に示す．試験は，鉛直アクチュエータにより滑り材に一定荷重を加え，水平アクチュエータにより滑り板部分を加振する．鉛直荷重は鉛直ロードセルにより，水平荷重は水平ロードセルにより計測する．鉛直変位はひずみゲージ式変位計により計測し，水平変位はインダクタンス式変位計により計測する．表 3.2 に計測器の仕様を示し，図 3-12 に計測システムを示す．

表 3.1 試験機諸元

最大鉛直荷重	500 kN (50tonf)
最大水平荷重	50 kN (5tonf)
最大水平変位	±100mm
最大水平速度	34 kine

表 3.2 計測器

計測項目	センサー (型番)	メーカー
鉛直変位	CDP-50	東京測器
水平変位	DLT-100AS	共和電業

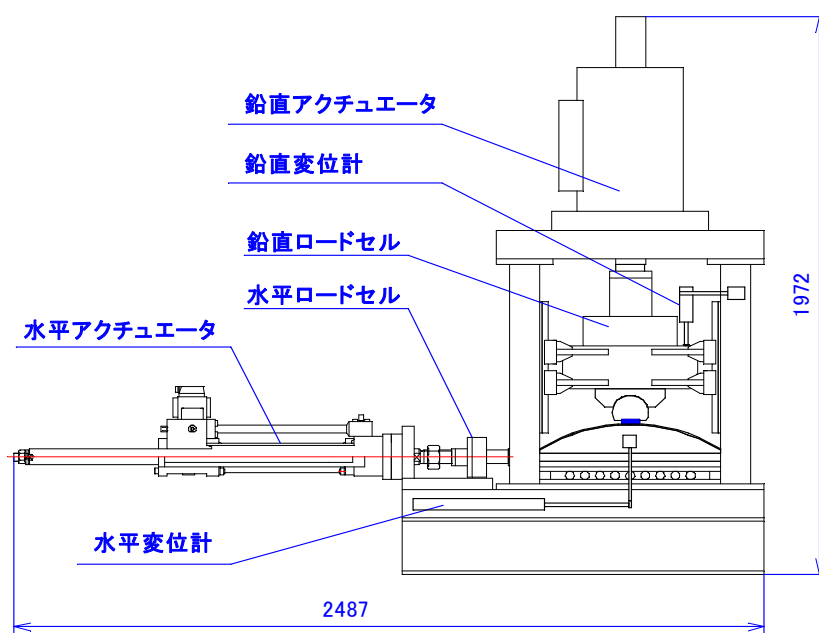


図 3-11 2 軸試験機

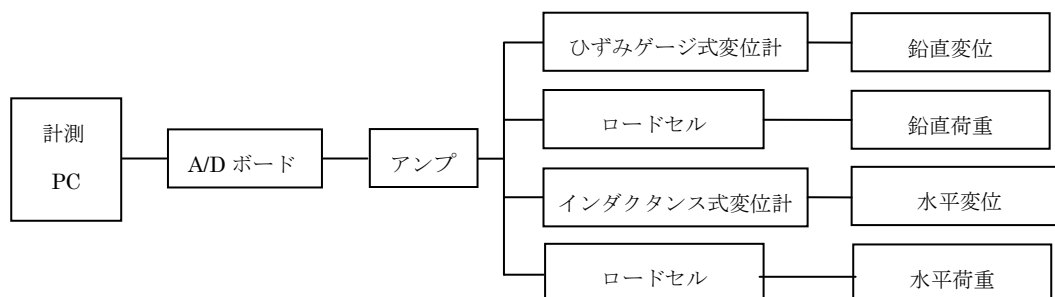


図 3-12 計測システム

3. 3. 4 試験条件

試験条件は、鉛直荷重を荷重制御で 72 kN（面圧：20N/mm²）一定とし、滑り板部分を変位制御で水平方向に正弦波加振する。水平振幅は 20mm から 80mm までとし、加振周波数は 0.1 Hz とする。表 3.3 に試験条件を示す。

表 3.3 要素試験条件

No.	鉛直荷重 [kN]	水平振幅 [mm]	周波数 [Hz]	最大加振速度 [mm/s]	加振回数 [cyc]
Case-1	72	10	0.1	6.3	4
Case-2		30		18.8	
Case-3		40		25.1	
Case-4		50		31.4	
Case-5		80		50.3	

3. 3. 5 試験結果

時刻歴波形

図 3-13(a)～(e)に時刻歴波形（水平変位、水平荷重、鉛直変位）の実験結果を示す。

この計測結果より、滑り板の水平変位波形は、それぞれ設定した振幅値で加振されていることがわかる。また、水平荷重波形は、装置にかかる水平力を表しており、計測結果から荷重振幅値が一定で安定した波形となっている。鉛直変位波形は、滑り材部分の上下変動を計測している。負剛性摩擦ダンパーの滑り板は、凸円弧形状となっており、滑り板が水平方向に移動すると、その円弧面に接している滑り材部分が上下方向に変動する機構となっている。これより、計測された鉛直変位は、滑り板の水平変位に伴い変動しており、また、その変動量は水平変位振幅の増加に伴い、増加している。

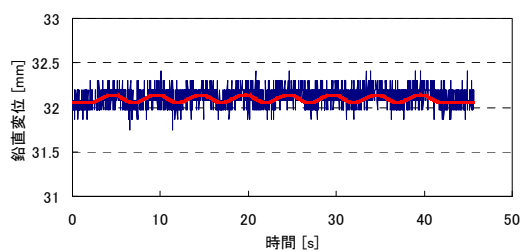
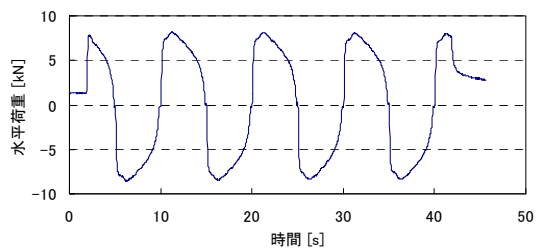
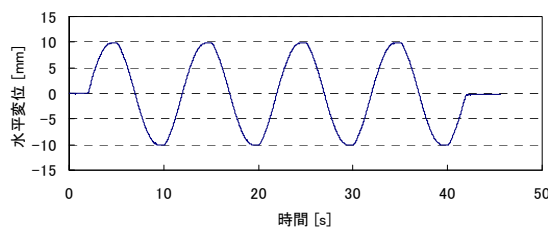


図 3-13 (a) 時刻歴波形(±10mm)

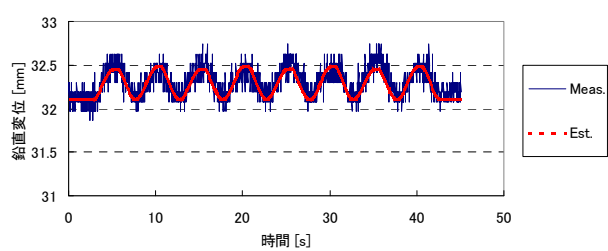
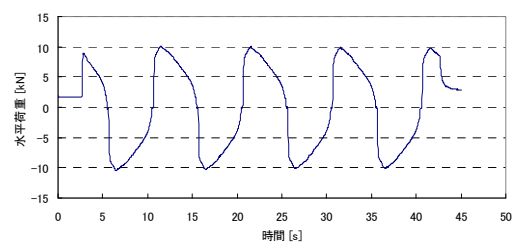
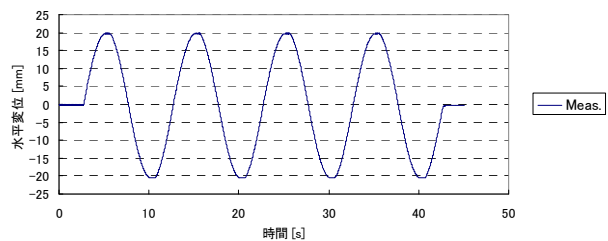


図 3-13 (b) 時刻歴波形(±20mm)

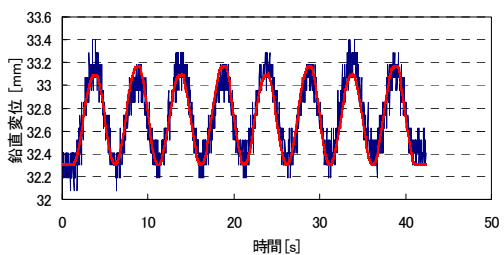
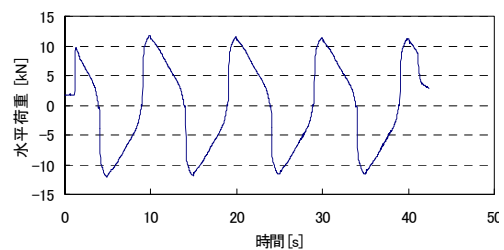
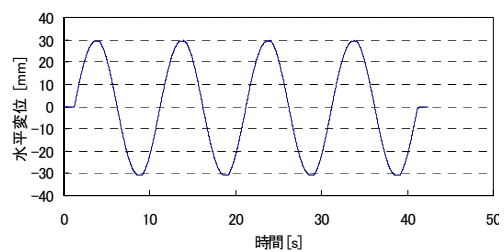


図 3-13 (c) 時刻歴波形(±30mm)

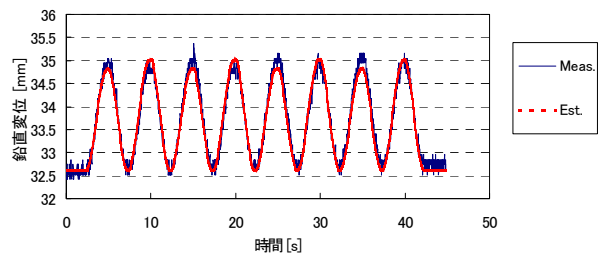
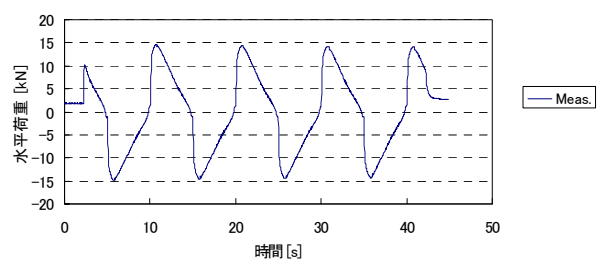
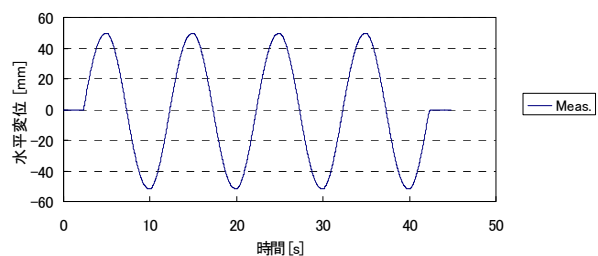


図 3-13 (d) 時刻歴波形(±50mm)

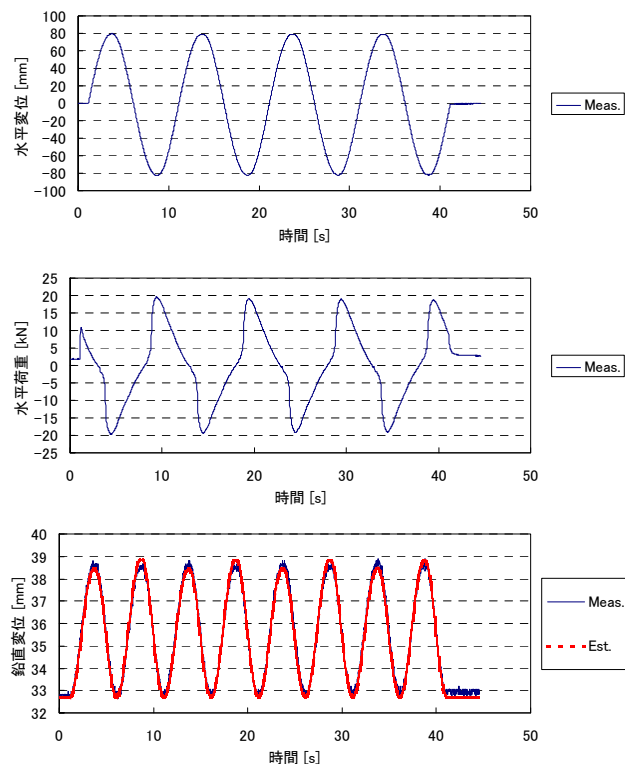


図 3-13 (e) 時刻歴波形(±80mm)

ここで，負剛性滑り支承の凸曲面を滑り材が撓動するときの鉛直変位は，滑り板の曲率半径の大きさと水平変位量に依存する(図 3-14)．その水平変位に対する鉛直変位の関係は式(3.12)で表される．

$$z = R \left(1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{R^2}} \right) \quad (3.12)$$

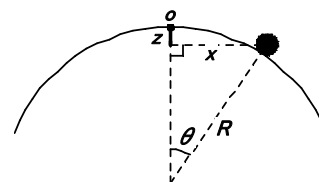


図 3-14 曲面上の鉛直変位

この式(3.12)に計測した実際の水平変位を代入して計算される想定鉛直変位波形 (Est. 破線) を図 3-14(a)～(e)の鉛直変位波形結果に重ねて示す．この結果から，実験で計測された鉛直変位と想定鉛直変位波形は，非常によく一致しており，水平変位と鉛直変位の関係について，理論と実際の整合性が示された．つまり，回転体と回転軸受け間の隙間や回転遅れが無く，滑り材が曲面滑り板上から離れることなく追従していることがいえる．



写真 3-2 水平変形時の状態

摩擦係数の速度依存性

図 3-15 に加振最大速度と動摩擦係数の実験結果と平面滑りの設計値を示す。実験結果の動摩擦係数は、各加振の 3 波目の履歴曲線について、“上下の降伏荷重の平均値”を“鉛直荷重”で除して算出したものである。平面滑りの設計値は、面圧： $\sigma=20\text{N/mm}^2$ として式(3.13)によって計算されるものである⁽¹⁹⁾。ここで、 v は最大加振速度、 σ は滑り材にかかる面圧を表す。

$$\mu(\sigma, v) = (0.305 - 0.109 \cdot \exp(-0.019 \cdot v)) \cdot \sigma^{-0.29} \quad (3.13)$$

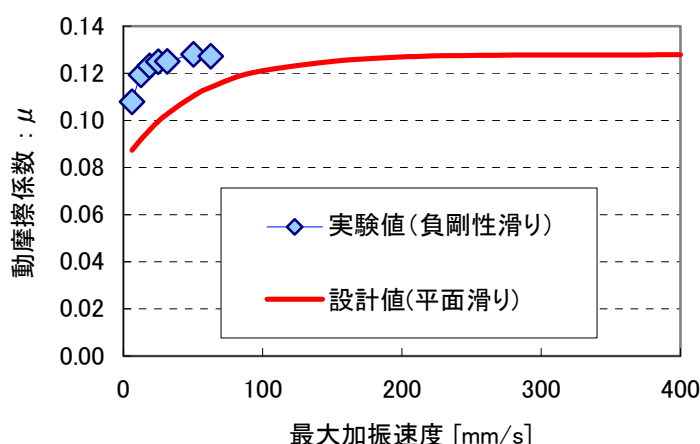


図 3-15 動摩擦係数

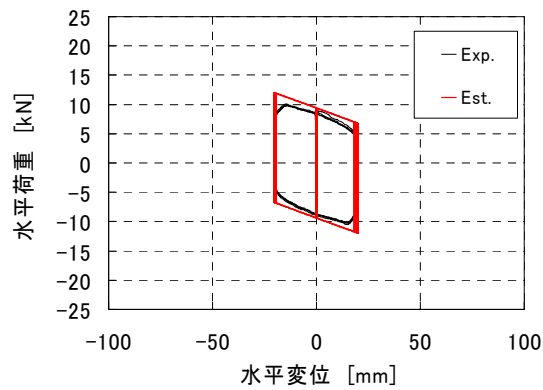
負剛性滑りの実験値は、速度の増加に伴い動摩擦係数が増加しており、同材料を使用した平面滑りの設計値⁽¹⁹⁾と定性的に同じとなっている。また、平面滑り材の設計動摩擦係数は、基準面圧： 20N/mm^2 で基準速度： 400mm/s の時に約 0.13 である⁽¹⁹⁾が、試験機的能力により基準速度： 400mm/s まで加振することができなかったが、負剛性滑り試験体の実験結果は、加振速度が 31mm/s 以上の範囲で既に摩擦係数がおよそ 0.13 に漸近している。負剛性滑りの方が、平面滑りよりも、より低速域で設計動摩擦係数 (μ 0.13) に達している。これより、曲面上を撓動する負剛性滑りの速度依存性は、平面滑り材の場合と定性的に一致しており、比較的に低速域から設計摩擦係数が得られることがいえる。

ダンパーの履歴曲線

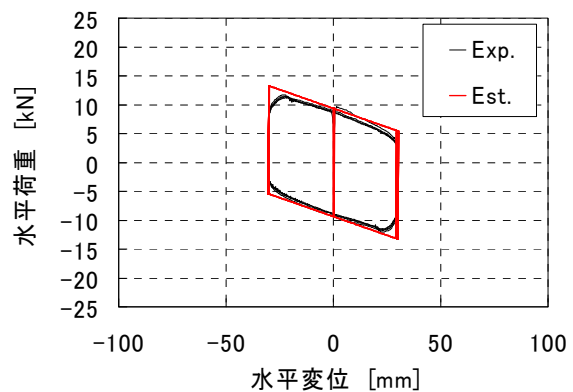
図 3-17(a)～(e)に実験結果 (Exp.) と想定履歴曲線(Est.)を重ねて示す。想定履歴曲線は、式(3.14)で表されるダンパーの水平荷重と水平変位により描かれ、鉛直荷重： $W=72\text{ kN}$ ，負剛性ダンパーの設計値を $K_{damp}=-0.13\text{ kN/mm}$ ，動摩擦係数は速度依存性を考慮せず $\mu=0.13$ 一定とし、 x には実験で得られた水平変位を用いて計算する。

$$F_d = \text{sgn}(\dot{x}) \cdot W \cdot \mu + K_{damp} \cdot x \quad \begin{cases} \text{sgn}(\dot{x}) = 1 & (\dot{x} \geq 0) \\ \text{sgn}(\dot{x}) = -1 & (\dot{x} \leq 0) \end{cases} \quad (3.14)$$

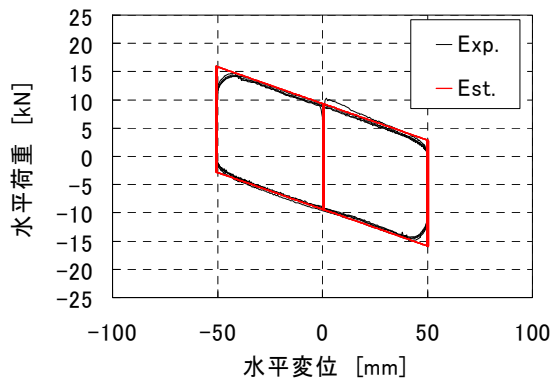
実験値と想定値の2次勾配は平行で非常によく一致している．図3-17(a)と図3-17(b)の降伏荷重は，想定値よりも小さくなっているが，これは動摩擦係数の速度依存性の影響により，加振速度が遅いほど降伏荷重が小さくなっているといえる．逆に，加振速度が最も速い図3-17(e)は実験値と想定値の降伏荷重がほぼ一致している．また，加振方向が折り返す時に速度が一旦ゼロとなり，動き出すときの静摩擦力の卓越したピークはほとんどみられず，履歴曲線の角部が丸くなっているが，これも滑り材の速度依存特性の影響により，低速時に摩擦係数が小さく，静摩擦力が非常に小さいためだと考えられる．



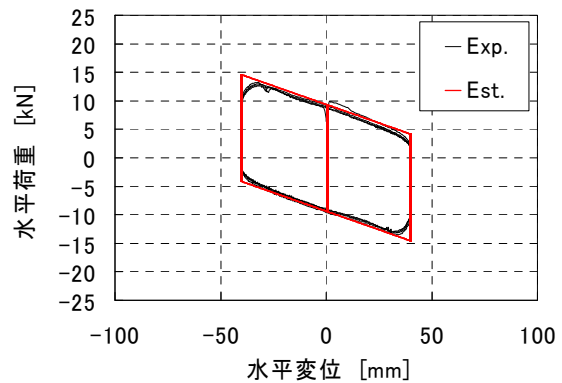
(a) (±10 mm, 6.3mm/s)



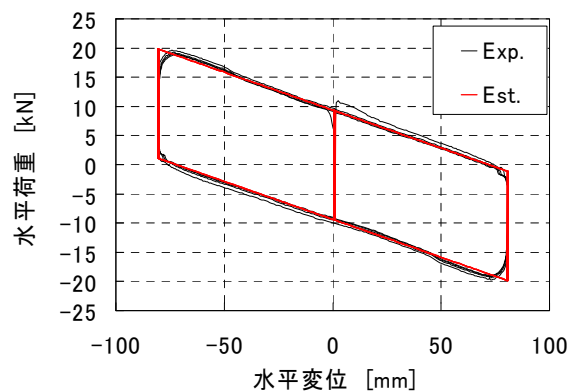
(b) (±30 mm, 18.8mm/s)



(c) (±40 mm, 25.1mm/s)



(d) (±50 mm, 31.4mm/s)



(e) (±80 mm, 50.3mm/s)

図 3-17 履歴曲線

図 3-18 に負剛性摩擦ダンパーの水平変位と水平荷重の関係（履歴曲線）を Case-1～Case-5 すべての結果を重ねて示す。すべての実験ケースでの二次勾配は負勾配を示し、水平変位振幅によらず履歴が重なり、安定した履歴特性である。

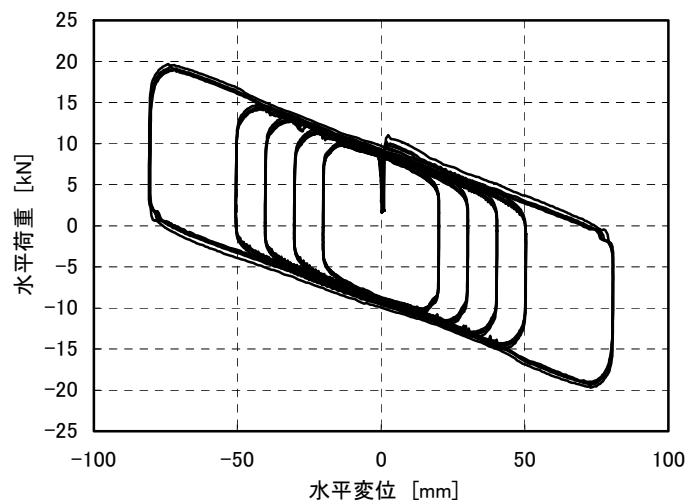


図 3-18 負剛性ダンパー履歴曲線

これらの計測した履歴からダンパーの剛性 (K_{damp}) を算出し、設計値と比較した結果を表 3.4 および図 3-19 に示す。ここで、ダンパー剛性の実験値は、3 波目について算出しており、水平変位振幅の $\pm 50\%$ 以内の範囲について回帰計算し、履歴の上側と下側それぞれの回帰値を平均した値とする。設計値に対する実験値の比は、 $-3.4\% \sim -2.6\%$ であった。これより、設計値と実験値が定量的に一致しており、提案した負剛性摩擦ダンパーの理論が実際に成り立つことが証明された。

表 3.4 要素実験結果

No.	水平振幅 [mm]	K_{damp} [N/mm]		対設計比 [%]
		実験値	設計値	
Case-1	20	-126	-130	-3.4
Case-2	30	-127	-130	-2.6
Case-3	40	-125	-130	-4.2
Case-4	50	-126	-130	-3.4
Case-5	80	-127	-130	-2.6

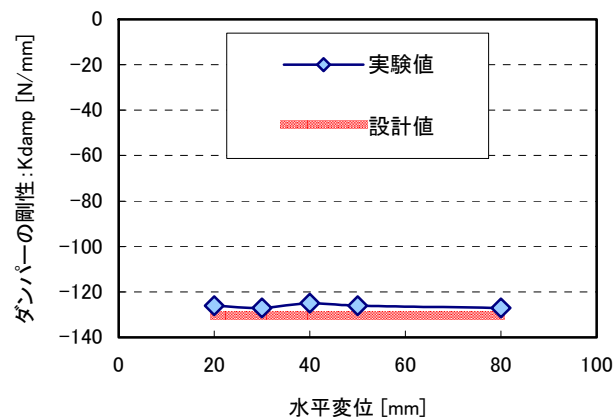


図 3-19 ダンパーの剛性

3. 4 考察

本章では、パッシブ型負剛性ダンパーの開発目標を定め、その実現のために必要となる負剛性の原理を提案した。さらに、提案したパッシブ型負剛性摩擦ダンパーの試作機を製作し、その要素実験を実施した。その提案したパッシブ負剛性摩擦ダンパーの要素実験結果について以下に考察する。

滑り板部分を変位制御で水平方向に正弦波加振し、その水平振幅は 20mm から 80mm までとした加振実験した結果、水平変位装置にかかる水平荷重の時刻歴波形は、荷重振幅値が一定で安定しており、滑り材の摩擦特性が安定していた。また履歴曲線は、加振振幅によらず、ダンパーの二次剛性が一定で、安定していた。

本実験で供試体として適用している負剛性支承は、凸曲面板上を滑り材が一定鉛直荷重を受けて摺動することにより滑り支承としての性能が得られるが、提案した負剛性の原理を実現するためには滑り材が滑り板と離れることなく摺動することが重要となる。そこで、実験で計測された鉛直変位（実験値）と想定鉛直変位波形（理論値）を比較した。その結果、実験値と理論値は非常によく一致し、水平変位と鉛直変位の関係について、理論と実際の適合性が示された。つまり、回転体と回転軸受け間の隙間や回転遅れが無く、滑り材が曲面滑り板上から離れることなく追従していることがわかった。

さらに、計測した履歴曲線からダンパーの剛性 (K_{damp}) を算出し、設計値と比較した。その結果、負剛性ダンパーの剛性は、実験値の方が設計値に比較してやや小さいが、その差は 4.2%以下と非常に小さく、設計値と実験値が定量的にほぼ一致していることがわかった。これより、提案した負剛性摩擦ダンパーの理論が実際に成り立つことが証明された。

以上より、開発目標としてあげた 4 つの仕様について、①凸曲面滑り機構による“負の剛性を備え”，②摩擦抵抗力を用いた“パッシブ型ダンパー”であり、③滑り材と滑り板の組み合わせによる“単純な機構”であり、④滑り材の摩擦係数の速度依存性が小さいことによる“振幅によらず履歴面積が大きくとれる”をすべて満たすパッシブ型負剛性ダンパーを提案し、その試作機を用いた要素実験により、提案したダンパーの実験性能が理論値と定量的に整合することを確認し、新しい装置の開発を達成した。

参考文献

- 1) VICTOR A. ZAYAS, STANLEY S. LOW, STEPHEN A. MAHIN : THE FPS EARTHQUAKE RESISTING SYSTEM EXPERIMENTAL REPORT, REPORT No.UCB/EERC-87/01, JUNE 1987
- 2) Mokha, M.C. Constantinou, A.M. Reinhorn : Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation : Experimental Studies and Mathematical Modeling, NCEER 88-0038, 1988.12
- 3) K.C. Chang, J.S. Hwang, G.C. Lee : ANALYTICAL MODEL FOR SLIDING BEHAVIOR OF TEFLON-STAINLESS STEEL INTERFACES, the Journal of Engineering Mechanics, Vol.116, No.12, 1990.12
- 4) Anoop Mokha, Michalakis Constantinou, Andrei Reinhorn : TEFLON BEARINGS IN BASE ISOLATION. I : TESTING, the Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.2, 1990.2
- 5) Anoop Mokha, M.C. Constantinou, A.M. Reinhorn : FURTHER RESULTS ON FRICTIONAL PROPERTIES OF TEFLON BEARINGS, the Journal of Structural Engineering, Vol.117, No.2, 1991.2
- 6) Anoop Mokha, M.C. Constantinou, A.M. Reinhorn : VERIFICATION OF FRICTION MODEL OF TEFLON BEARINGS UNDER TRIAXIAL LOAD, the Journal of Structural Engineering, Vol.119, No.1, 1993.1
- 7) Y Q Chen, M C Constantinou : Use of Teflon sliders in a modification of the concept of soft first story, CONSTRUCTION&BUILDING MATERIALS, Vol.6, No.2, 1992
- 8) 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.139-158, 2002.1
- 9) 下田郁夫 : 球面滑り支承を用いた免震装置の開発, 日本機械学会機械力学講演論文集, Vol.B, No.900-44, pp.400-403, 1990.7
- 10) 池内邦江, 村司真生, 橋英三郎 : 滑り支承型免震構造の応答に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.653-654, 2000.9
- 11) 遠山幸太郎, 相沢寛 : 滑り免震構造の残留変位に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.655-656, 2000.9
- 12) 日比雅一, 高橋良和, 家村浩和 : なじみ現象を考慮した滑り型免震支承の摩擦係数変動モデルの開発, 土木学会第60回次学術講演会, pp.553-554, 2005.9
- 13) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一 : 長大トラス橋の対震性向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.1-19, 2005.4
- 14) 矢田部浩, 運上茂樹 : 滑り系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.427-430, 2004.1
- 15) 岡本晋, 深沢泰晴 : 滑り方式免震システムを有する橋梁の正弦波地動に対する応答特性, 土木学会構造工学論文集, Vol.40A, pp.1009-1017, 1994.3
- 16) 性能設計の基づく損傷度制御型免震・制震構造の開発, 平成11年度～平成13年度科学研究費補助金 (基盤研究 (A) (2)) 研究成果報告書, 2002.3

- 17) 長松ら：「ダイナミクス・ハンドブック」，朝倉書店，1993
- 18) オイレス工業株式会社：FPS 技術資料
- 19) オイレス工業株式会社：SSR 技術資料

第4章 振動台地震応答試験

4.1 概説

前章までに提案したパッシブ負剛性装置の試作機による要素実験を行い、負剛性特性の理論値と実験値の一致が得られ、そのパッシブ負剛性機構の実現を確認した。

このパッシブ負剛性装置は、免震・制震システムにおいてエネルギー吸収装置（ダンパー）として負荷することにより、地震時に構造物に与える負荷を軽減させることが期待される。

そこで本章では、開発したパッシブ負剛性ダンパー装置を実際の構造物に適用した場合を想定し、振動台実験によりその特性を確認する。ここでは対象モデルとして橋梁構造物の免震システムを想定し、橋脚と橋桁間に免震装置を設置した1質点モデルとする。免震装置として、3章で開発した装置を基に回転部分を改良したパッシブ負剛性摩擦ダンパーをすべり支承として適用し、そのパッシブ負剛性免震システムの有効性を確認する。

供試体は、従来型の平板すべり支承と負剛性すべり支承（2タイプ）とし、従来型との相対的な性能を比較する。試験条件は、まず正弦波加振による基本特性試験を行い、次に想定地震波加振により地震時の特性を試験する。また、負剛性すべり支承のモデル化とその応答解析により実験結果との整合性について検討する。

4.2 振動台と計測システム

4.2.1 振動台

本実験では、京都大学防災研究所に設置されている3次元振動台を用いた。振動台の寸法は、5 m×3 m、加振方向は水平2軸（x軸、y軸）方向、および鉛直（z軸）方向であり、同時加振および回転も可能である。振動台の载荷には電気・油圧サーボ式アクチュエータが用いられており、x方向（長手方向）の载荷には1台、y軸方向の载荷には2台、z軸方向の载荷には4台のアクチュエータが用いられている。加振の制御は変位制御・加速度制御のどちらでも可能であり、本実験では加速度制御で行った。

また、振動台への载荷重量は定格：15 tonf、最大：30 tonfである。振動台の最大変位は、x方向：±300 mm、y方向：±250 mm、z方向：±200 mmである。振動台の概略を図4-1に示し、諸元を表4.1に示す。

表4.1 振動台試験機の諸元

最大載荷荷重	150 kN (15tonf)
振動台	3軸6自由度の振動台 (5.0m × 3.0m)
最大変位	x方向: ±300mm, y方向: ±250mm, z方向: ±200mm
最大速度	x, y, Z方向: ±150 kine
最大加速度	x, y, Z方向: ±1.0G
周波数	0.1～50Hz (上載荷重: 15tonfの場合)

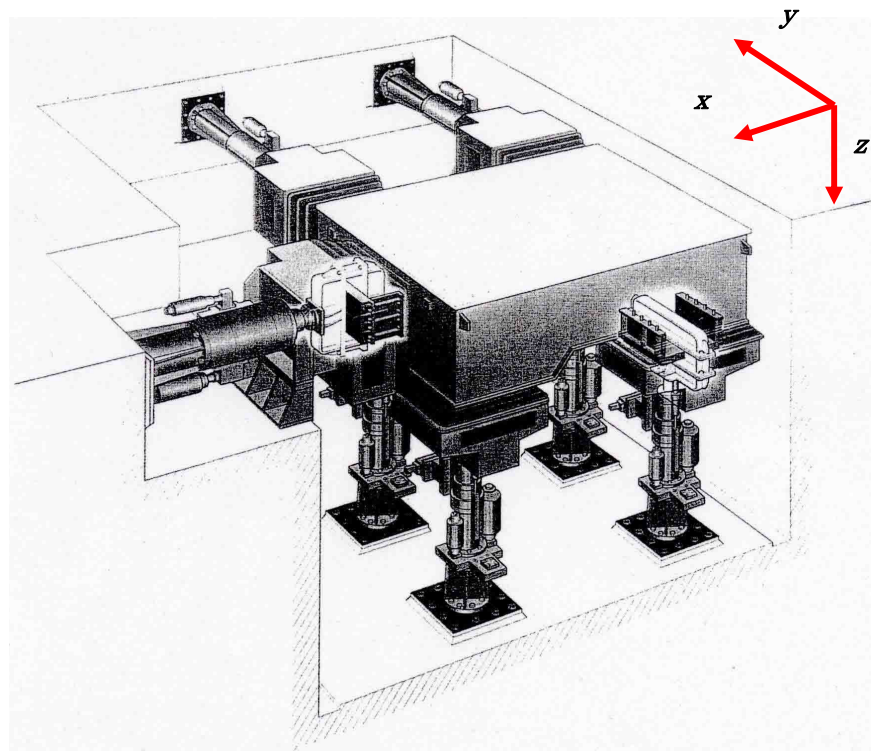


図4-1 振動台試験機

4. 2. 2 計測システム

計測は、振動台テーブルおよび桁の変位・加速度（ x 方向、 y 方向）、さらにすべり支承に掛かる荷重（ x 方向、 y 方向、 z 方向）について行った。

変位計測は、レーザー変位計により以下の位置について行った。

- ・橋桁のすべり支承がある位置（4カ所）の x 方向の絶対変位
- ・橋桁側面中央部位置の y 方向の絶対変位
- ・振動台テーブル角部（1カ所）の x 、 y 方向の絶対変位

また、桁の鉛直変位として各すべり支承横の桁フレーム下面と振動台テーブル間にひずみ式変位計を4カ所設置し、振動台テーブルに対する桁の上下変位変動を計測した。

加速度計測は、ひずみゲージ式加速度計により、橋桁側面中央部フレームに x および y 方向、および振動台テーブル上に x 、 y 方向に設置して行った。

荷重計測は、4カ所の供試体（すべり支承）下面にそれぞれ3分力計を設置し、すべり面に生じる水平荷重（ x 、 y 方向）および鉛直荷重（ z 方向）を測定した。

これらの計測位置および計測チャンネルを図 4-2 および表 4.2 に示し、計測システムの概要を図 4-3 に示す。

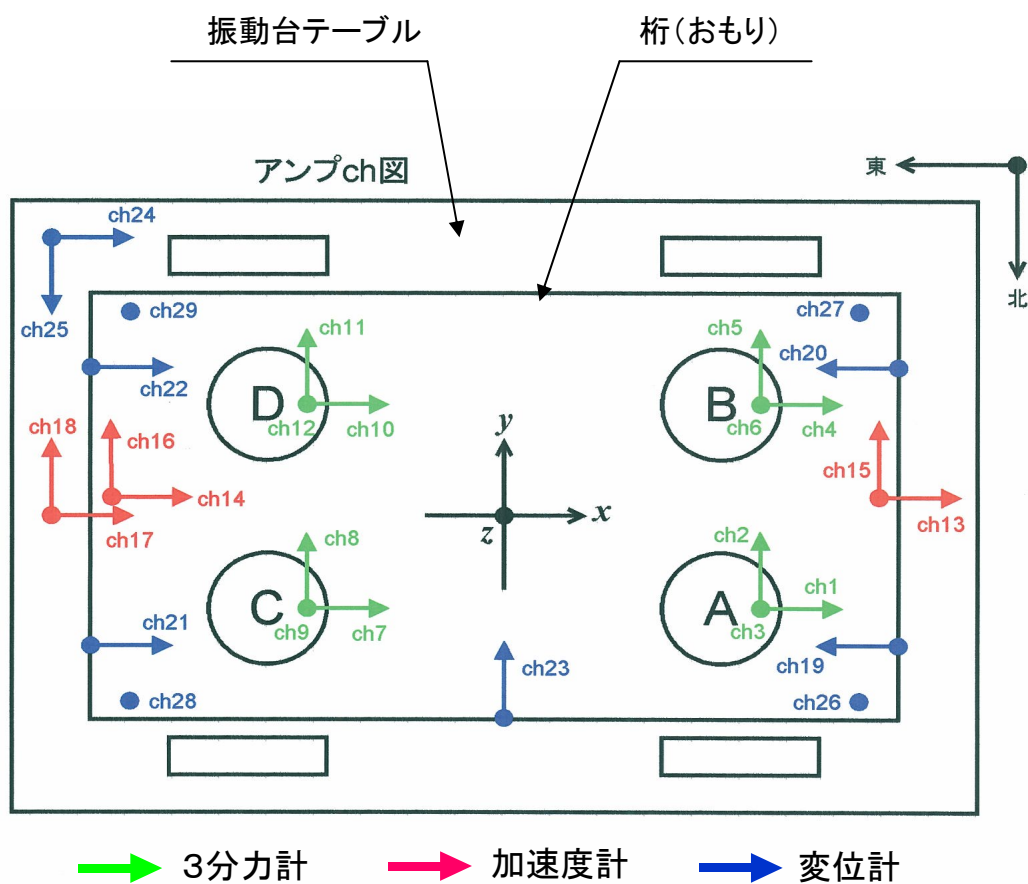


図4-2 計測位置

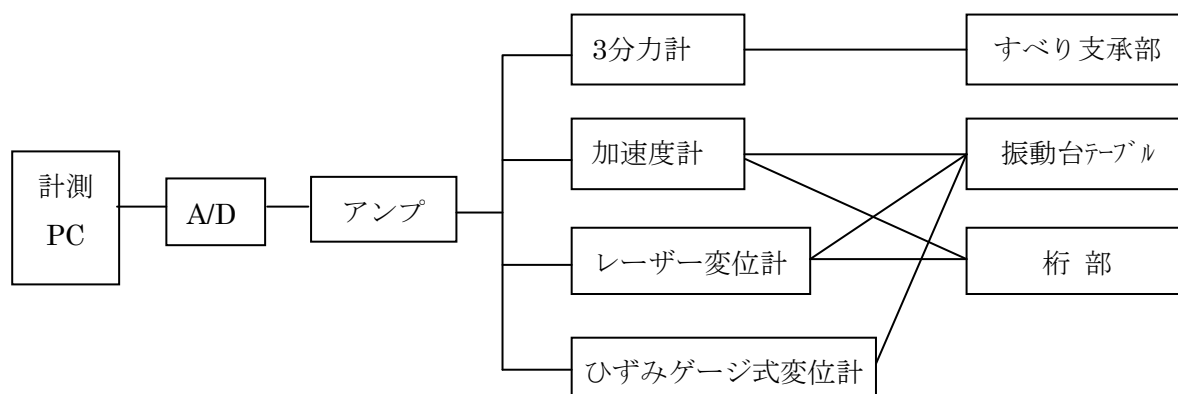


図4-3 計測システム

表4.2 計測チャンネル

CH	計測項目	計測位置	方向	センサー	メーカー
1	支承A荷重	すべり支承A	x	3分力計	
2	支承A荷重	"	y	3分力計	
3	支承A荷重	"	z	3分力計	
4	支承B荷重	すべり支承B	x	3分力計	
5	支承B荷重	"	y	3分力計	
6	支承B荷重	"	z	3分力計	
7	支承C荷重	すべり支承C	x	3分力計	
8	支承C荷重	"	y	3分力計	
9	支承C荷重	"	z	3分力計	
10	支承D荷重	すべり支承D	x	3分力計	
11	支承D荷重	"	y	3分力計	
12	支承D荷重	"	z	3分力計	
13	加速度(5G)	桁(西・端部)	x	加速度計	共和電業
14	加速度(5G)	桁(東・端部)	x	加速度計	"
15	加速度(5G)	桁(西・端部)	y	加速度計	"
16	加速度(5G)	桁(東・端部)	y	加速度計	"
17	振動台加速度(5G)	振動台上端部	x	加速度計	"
18	振動台加速度(5G)	振動台上端部	y	加速度計	"
19	桁変位A	支承A付近固定点	x	LK500	キーエンス
20	桁変位B	支承B付近固定点	x	LK500	"
21	桁変位C	支承C付近固定点	x	LK500	"
22	桁変位D	支承D付近固定点	x	LK500	"
23	桁変位	桁(北・端部)	y	LK500	"
24	振動台変位	テーブル(東南・角部)	x	LK500	"
25	振動台変位	テーブル(東南・角部)	y	LK500	"
26	桁鉛直変位A	支承A付近固定点	x	CDP-50	共和電業
27	桁鉛直変位B	支承B付近固定点	x	CDP-50	"
28	桁鉛直変位C	支承C付近固定点	x	CDP-50	"
29	桁鉛直変位D	支承D付近固定点	x	CDP-50	"

4. 3 実験供試体

4. 3. 1 全体モデル

本実験モデルの概略を図 4-4(a)～(c)に示す。実験モデルの主構成は、桁(おもり)、積層ゴム(復元力装置)、すべり支承(供試体)の 3 つから成っており、桁を 4 つのすべり支承で支え、振動台と桁を 2 体の積層ゴムで連結している。積層ゴム体は桁の上下変動に追従するように、横向きにして設置する。桁の仕様は、寸法：W4150×D2650×H400、重量(カウンターウェイト含む)：980 kN (10 tonf) である。

振動台の加振は、水平 1 方向 (x 方向) のみとし、予備的に桁の y 方向挙動をすることを想定し、y 方向変位抑制用として、桁の側面(y 方向面)に 5 mm 程度の隙間を空けた位置にサイドストッパーを設置する。

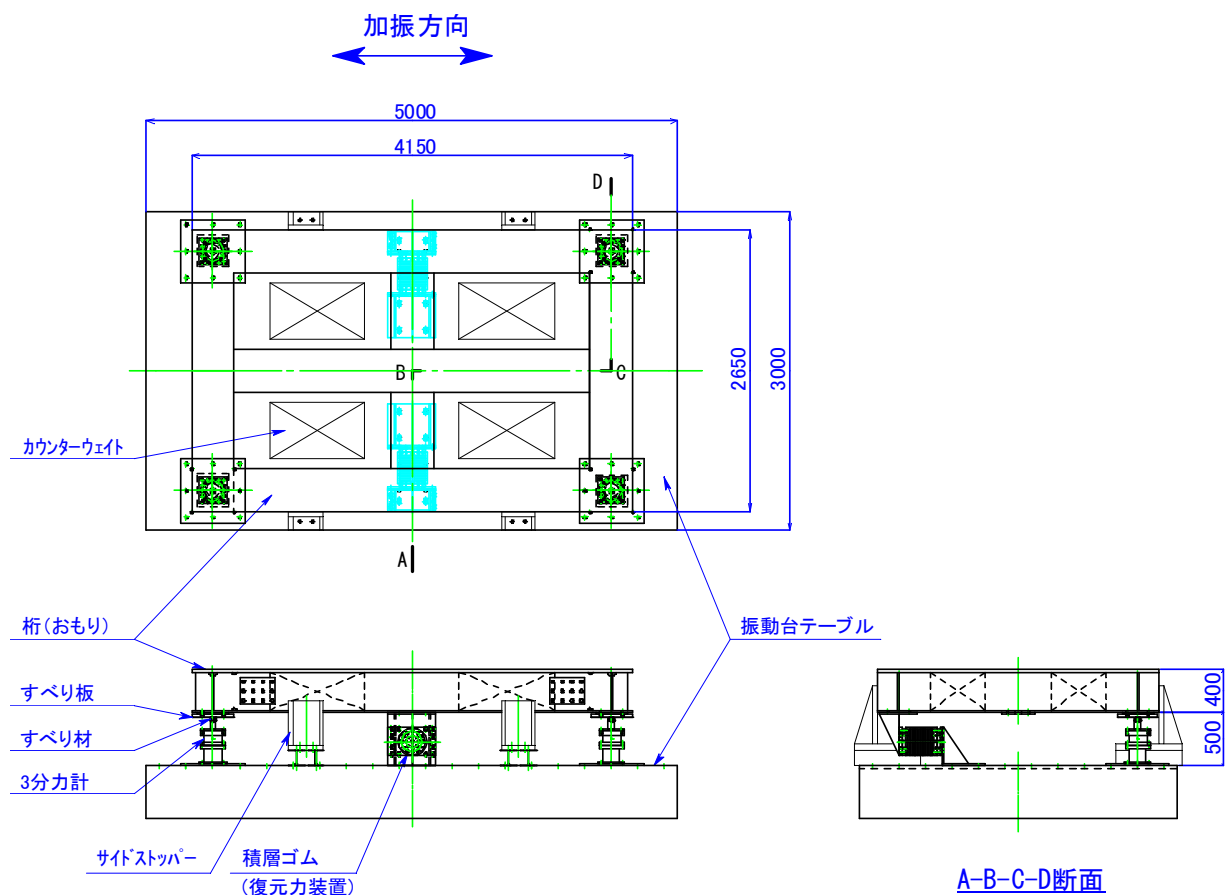


図4-4(a) 実験モデルの概略

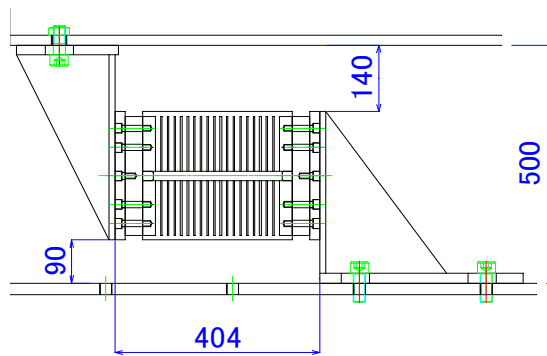


図4-4(b) 積層ゴム取付け部の概略

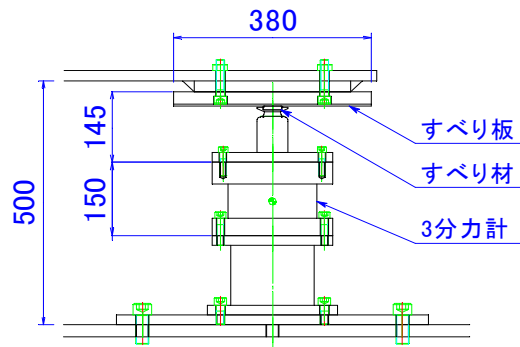


図4-4(c) 供試体取付け部の概略

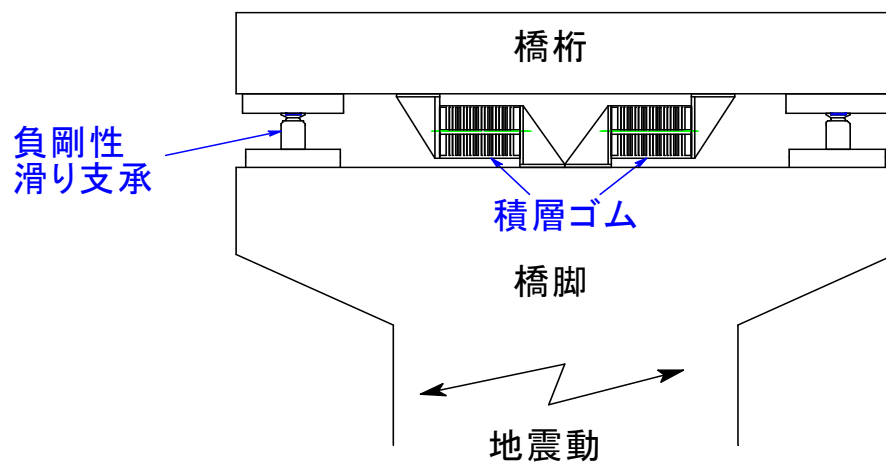


図4-5 橋梁モデルの概略

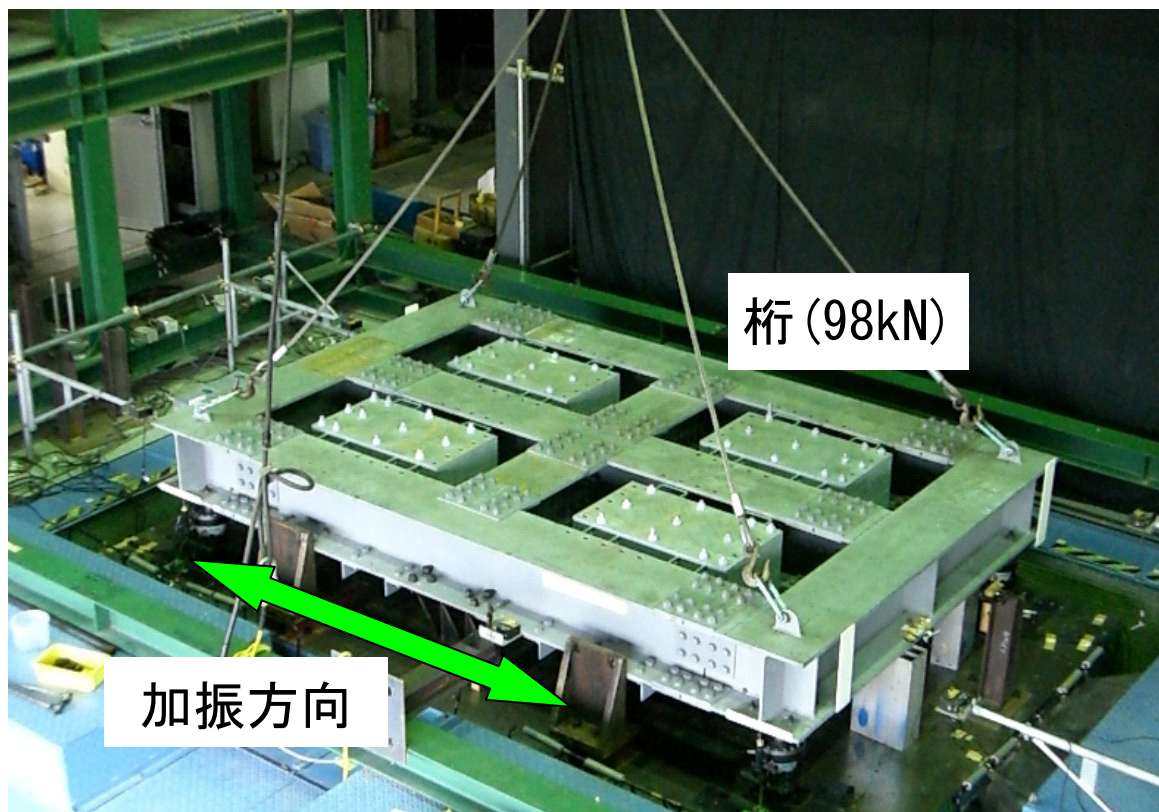


写真4-1 装置全体

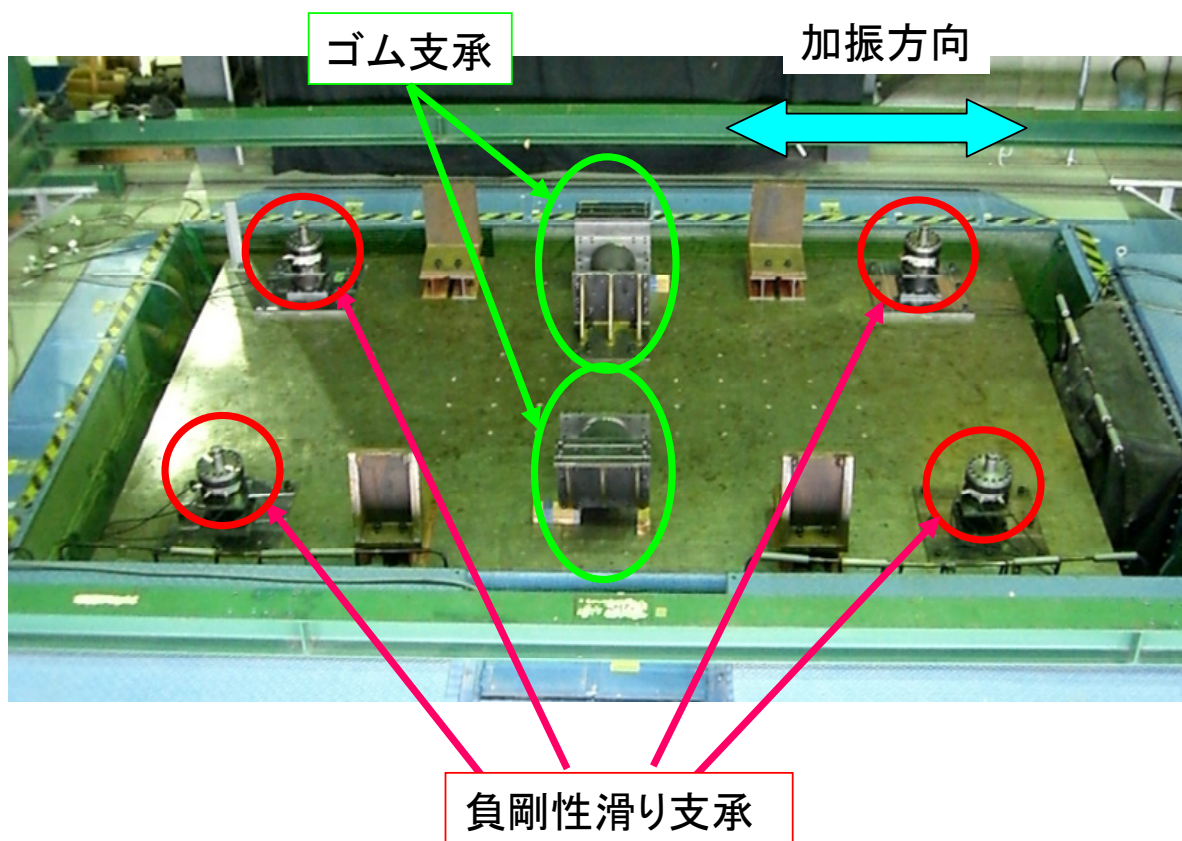


写真4-2 滑り支承と積層ゴム

4. 3. 2 負剛性すべり支承

すべり支承供試体の構成は，すべり材とすべり板から成り，すべり摩擦によって減衰効果を発揮する構造となっている．すべり材は繊維補強型 PTFE とし，すべり板はステンレスを使用する．

本実験の供試体は，すべり板形状が異なる 3 タイプのすべり支承を適用する．供試体 1 は，従来タイプの平板タイプとし，供試体 2 は，剛性が -118.4 [N/mm]のパッシブ負剛性支承とし，供試体 3 は，剛性が -204.6 [N/mm]のパッシブ負剛性支承とする．

負剛性支承のすべり板曲面形状は，桁重量と負剛性値の関係より算出し，供試体 2 の曲率半径を 828mm，供試体 3 の曲率半径を 479mm とする．（これ以下，供試体の呼称を順に，平板，負剛性①，負剛性②とする．）滑り材の平面寸法は， $35\text{ mm} \times 35\text{ mm}$ で，この滑り材 4 個で桁を支える．この時，滑り材にかかる面圧は 20 N/mm^2 となる．また，すべり材のすべり面は，各すべり板の曲面形状に合わせて加工する． 供試体の諸元を表 4.3 に示す．また，図 4-6～図 4-8 にすべり支承の概略図を示し，図 4-9(a)～(c)にすべり材の概略図を示す．さらに，滑り材を曲面滑り板面に追従させるために図 4-9(d)に示すような回転体に滑り材をはめ込み，回転体の球面部分を回転体軸受けで支える機構とした．この球面軸受け部分の摩擦は，滑り材の摩擦よりも小さくなるようにした．

表 4.3 供試体の設計諸元

供試体	鉛直荷重:W [N]	すべり板形状:R [mm]	ダンパーの剛性Kdamp [N/mm]	krに対する倍率	システムの固有周期:T [s]
平板	98000	平板	0	0	1.2
負剛性①	98000	凸 R828	-118.4	$-0.465 \times kr$	1.7
負剛性②	98000	凸 R479	-204.6	$-0.805 \times kr$	2.4

※ Kdamp は摩擦ダンパーの 2 次剛性 (Kd) を示す

※ kr に対する倍率は， $kr = 254$ [N/mm]の場合の計算値を示す．



写真4-3 滑り板

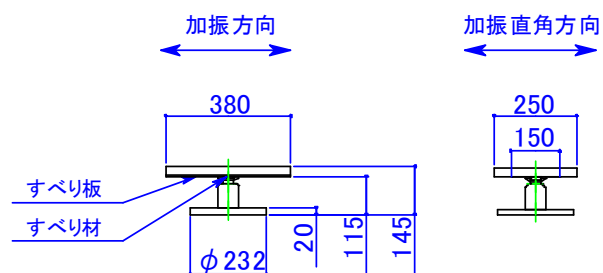


図4-6 平面すべり支承

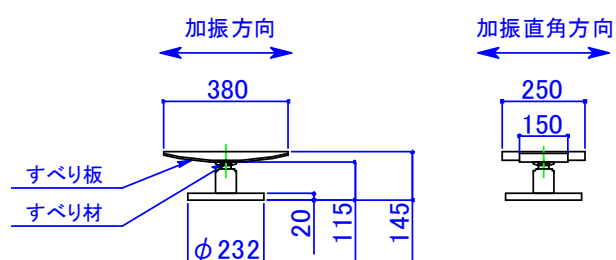


図4-7 負剛性すべり支承① (R828)

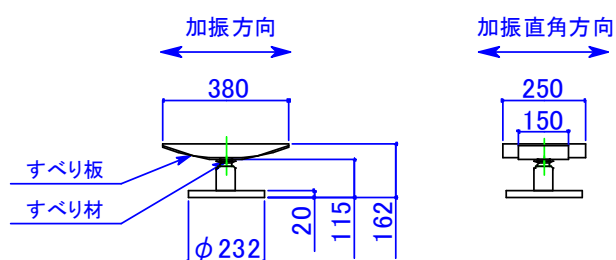


図4-8 負剛性すべり支承 ② (R497)

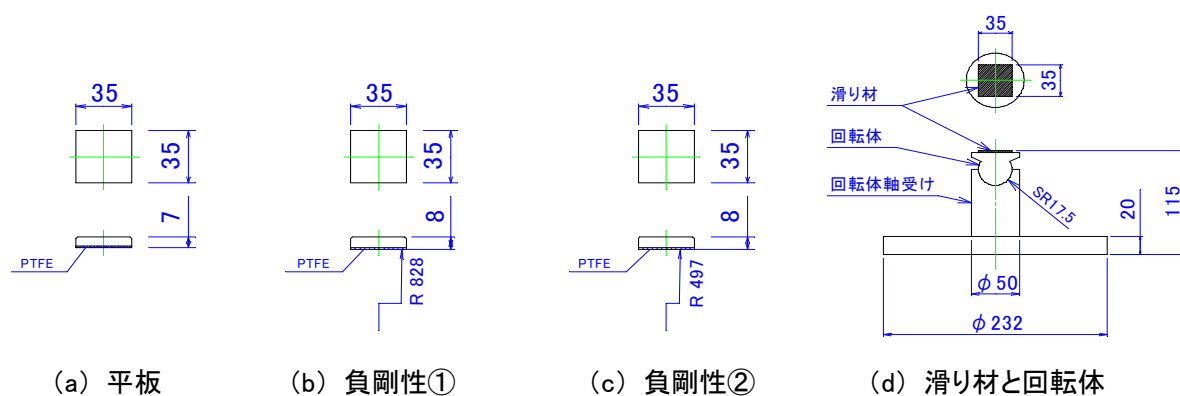


図4-9 すべり材概略

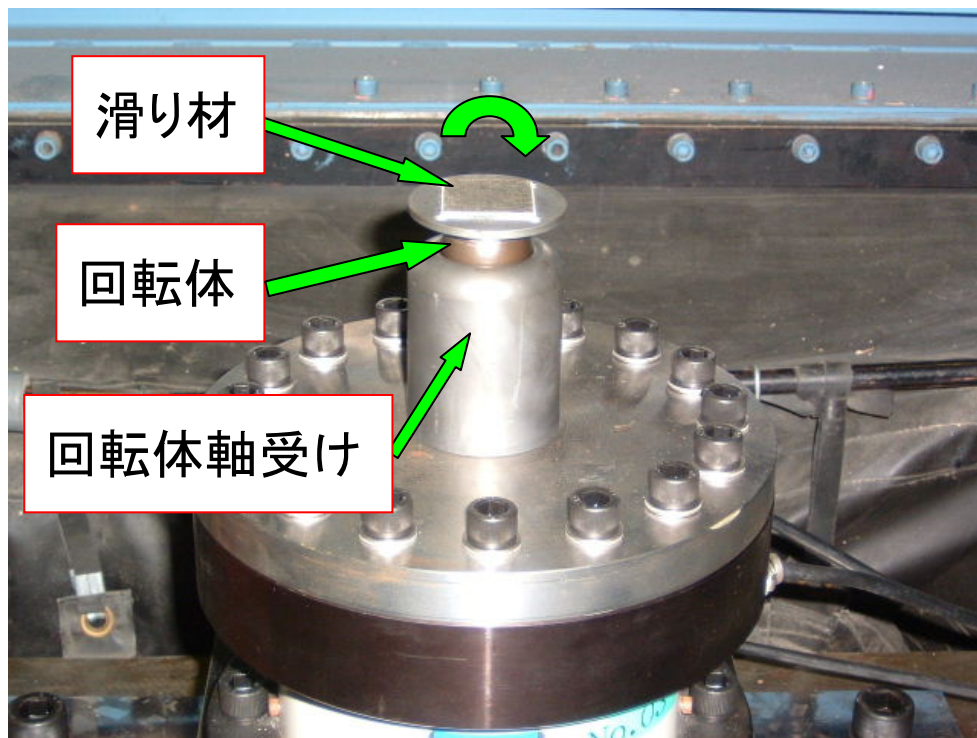


写真4-4 滑り材と回転体

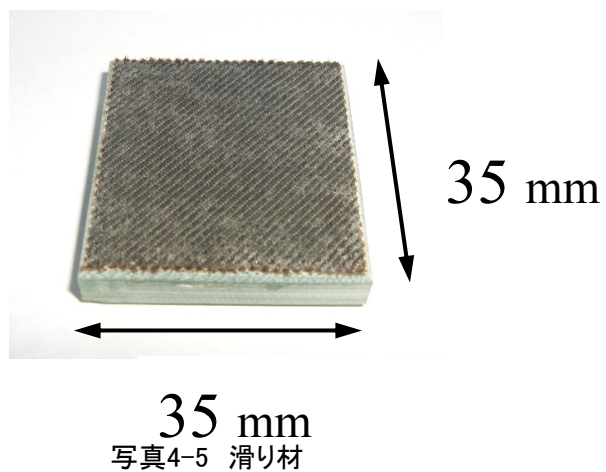


写真4-5 滑り材

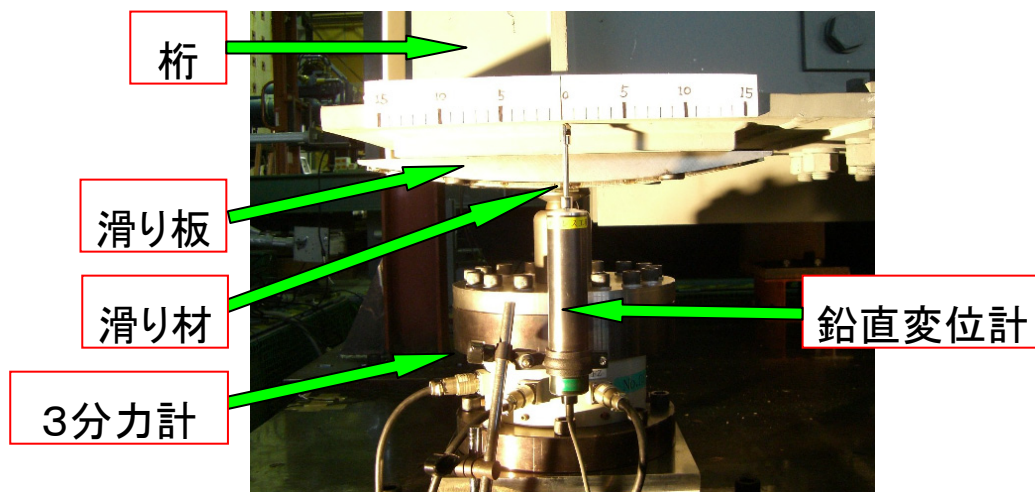


写真4-6 すべり支承取付け状態

4. 3. 3 復元力装置

本実験に用いる復元力装置には積層ゴムを桁に対して並列に2体使用し、その2体使用時の装置システムの設計固有周期は1.25s(0.8 Hz)とする。積層ゴム体の仕様を表4.4に示し、概略図を図4-10に示す。

表4.4 積層ゴムの仕様(1体あたり)

復元力装置 (積層ゴム)	固有周期	1.76 s
	剛性	0.127 kN/mm
	せん断弾性率	0.49 N/mm ²
	ゴム厚	10 mm
	層数	19 層
	総厚	190 mm
	外形	φ 250 mm
	内径	φ 20 mm

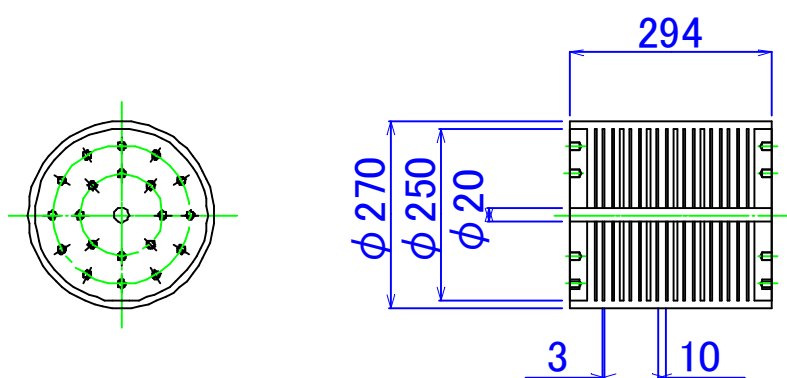


図4-10 積層ゴム体

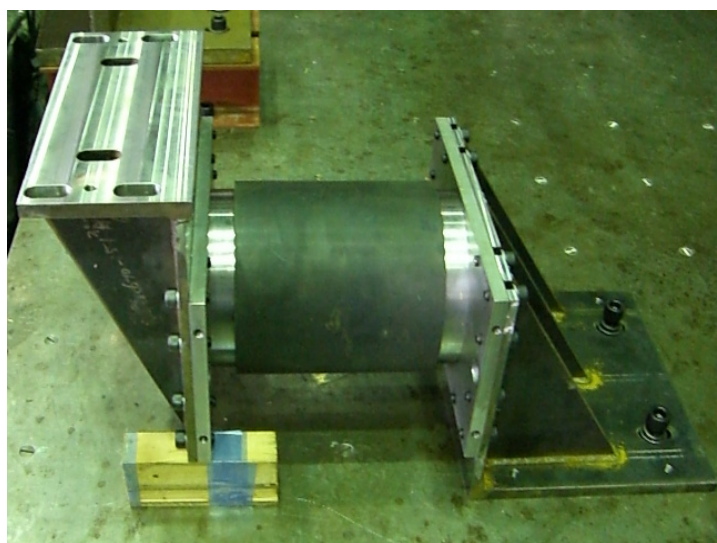


写真4-7 積層ゴム体

4. 4 正弦波加振実験

4. 4. 1 復元力装置の固有周期

以下に、平板すべり支承を用いた正弦波加振実験により復元力装置（すべり支承以外の履歴特性）の固有周期特性について示す。

4. 4. 1. 1 実験条件

試験条件は、加速度制御による正弦波加振（振幅：120 gal）で、加振周波数を 0.5 Hz から 1.5 Hz まで段階的に増加させた。加振回数は、各加振周波数にて桁の応答変位が安定するまで任意とし、その安定加振状態において任意時間に 10s～15s 間のデータを計測した。

4. 4. 1. 2 実験結果

正弦波加振実験における加振周波数と桁の最大応答加速度の結果を表 4.5 および図 4-11 に示す。これらの結果より、加振周波数が 0.8 Hz の時に最大応答加速度が最も大きくなる山型の分布を示しており、平面すべり支承適用時の免震システムの固有周波数は 0.8 Hz であるといえる。また、その 0.8Hz 加振時の計測結果について、1 周期分のデータを抽出し、桁の慣性力から分力計で計測された滑り支承の抵抗力を差し引いた力と桁の相対変位による履歴曲線（滑り支承以外の履歴曲線）について、その履歴曲線の等価剛性は 279.6 N/mm であり、これを周期に換算すると 1.19 s（0.84 Hz）であった。また、各実験ケースにおける滑り支承以外の履歴曲線から算出した等価減衰定数を表 4.6 に示す。最大応答変位が最大となった 0.8Hz 加振時の等価減衰定数は 0.042 であった。

表4.5 共振実験の結果(平板滑り支承)

Case No.	加振加速度 [gal]	加振周波数 [Hz]	桁の最大応答加速度 [gal]
Case-1	120	0.50	166.9
Case-2		0.60	226.4
Case-3		0.70	263.9
Case-4		0.80	317.2
Case-5		0.90	271.9
Case-6		1.00	205.6
Case-7		1.10	167.5
Case-8		1.20	146.9
Case-9		1.30	131.3
Case-10		1.40	119.7
Case-11		1.50	110.6

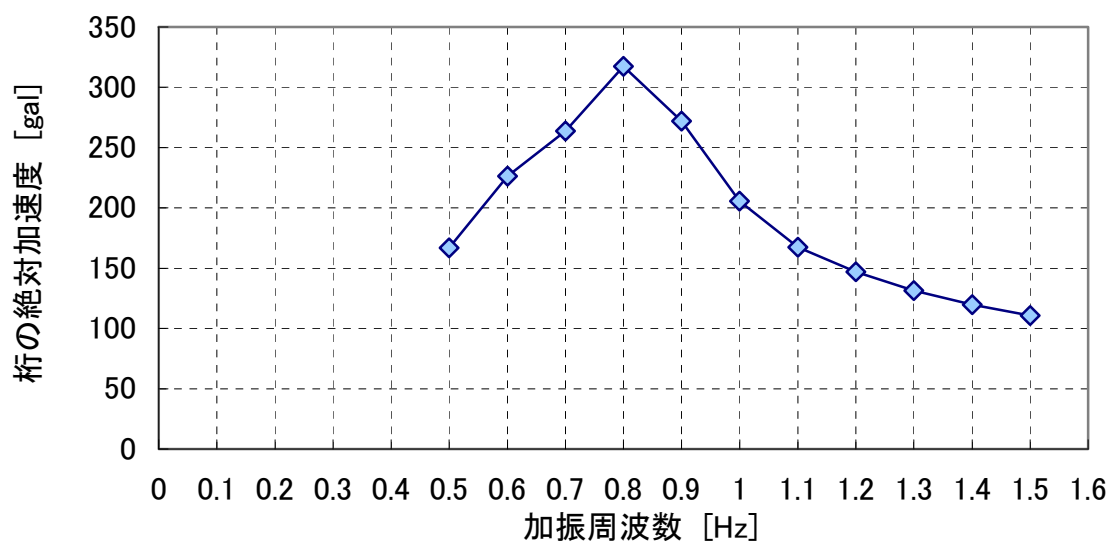


図4-11 加振周波数の応答特性(平板滑り支承)

表4.6 実験結果(滑り支承以外の減衰定数)

Case No.	加振加速度 [gal]	加振周波数 [Hz]	滑り支承以外の 履歴曲線の 等価減衰定数	等価剛性 [N/mm]
Case-1	120	0.50	0.074	315.3
Case-2		0.60	0.054	299.3
Case-3		0.70	0.044	289.7
Case-4		0.80	0.042	279.6
Case-5		0.90	0.043	283.1
Case-6		1.00	0.048	291.9
Case-7		1.10	0.048	301.3
Case-8		1.20	0.051	309.8
Case-9		1.30	0.050	316.3
Case-10		1.40	0.049	323.5
Case-11		1.50	0.050	330.4

4. 4. 2 すべり支承タイプによる共振特性

以下に，正弦波加振実験により，滑り支承タイプによる免震システムの固有周期および応答特性について示す．

4. 4. 2. 1 実験条件

試験条件は，加速度制御による正弦波加振（振幅：120 gal）で，加振周波数を 0.5 Hz から 1.5 Hz まで段階的に増加させる．実験ケースを表 4.7 に示す．加振回数は，各加振周波数にて桁の応答変位が安定するまで任意とし，その安定加振状態において任意時間に 10s～15s 間のデータを計測する．

表4.7 実験ケース(正弦波加振)

Case No.	供試体	面圧 [MPa]	入力波	加速度 [gal]	加振周波数 [Hz]
Case-1	平板	20	正弦波	120	0.5
Case-2					0.6
Case-3					0.7
Case-4					0.8
Case-5					0.9
Case-6					1
Case-7					1.1
Case-8					1.2
Case-9					1.3
Case-10					1.4
Case-11					1.5
Case-12	負剛性①	20	正弦波	120	0.5
Case-13					0.6
Case-14					0.7
Case-15					0.8
Case-16					0.9
Case-17					1
Case-18					1.1
Case-19					1.2
Case-20					1.3
Case-21					1.4
Case-22					1.5
Case-23	負剛性②	20	正弦波	120	0.5
Case-24					0.6
Case-25					0.7
Case-26					0.8
Case-27					0.9
Case-28					1
Case-29					1.1
Case-30					1.2
Case-31					1.3
Case-32					1.4
Case-33					1.5

4. 4. 2. 2 実験結果と考察

振動台による正弦波加振実験の一連の計測結果を以下に示す.

図 4A-1～図 4A-11 に Case-1～Case-11 の平板すべり支承の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す. また, 図 4A-12～図 4A-22 に Case-12～Case-22 の負剛性すべり支承①の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示し, 図 4A-23～図 4-A-33 に Case-23～Case-33 の負剛性すべり支承②の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す. ここで, 時刻歴波形に示す振動台加速度(x), 桁の絶対加速度, 桁の絶対変位は, それぞれの計測値であり, 桁の相対変位は, x 方向の振動台テーブルの絶対変位から桁の絶対変位を各時刻で差し引いた値を示している. また, 滑り支承の結果に示す滑り支承の荷重(x)と鉛直荷重(z)は, 4 つの 3 分力計による計測値を平均した値を示しており, 桁の鉛直変位は 4 カ所の鉛直変位計測値を平均した値を示している. 滑り支承の履歴曲線は, 平均した計測値を示している.

さらに, 免震システムの履歴曲線, すべり支承の履歴曲線, すべり支承以外の履歴曲線の 3 つを重ねた履歴曲線は, 計測した桁の相対変位波形の中から最後の 1 周期分のデータを抽出し, その 1 波形分の時間の結果を用いて示す. ここで, ”すべり支承の履歴曲線”とは, すべり支承にかかる x 方向の荷重と桁の相対変位により描かれる履歴曲線を指し, ”免震システムの履歴曲線”とは, 桁の x 方向加速度に桁質量を掛けた慣性力と桁の相対変位により描かれる履歴曲線を指す. また, ”すべり支承以外の履歴曲線”とは, 桁の慣性力からすべり支承にかかる荷重(3 分力計の x 方向計測値)を差し引いた荷重と桁の相対変位より描かれる履歴曲線を指す.

<時刻歴波形>

一連の加振実験のうち, 各滑り支承タイプにおける最大応答振幅が得られた 3 つの試験ケース (平板: Case-4, 負剛性①: Case-13, 負剛性②: Case-24) を主にした計測結果およびその考察を以下に示す.

桁の絶対加速度波形

平板: Case-4, 負剛性①: Case-13, 負剛性②: Case-24 の加振実験について, 桁の絶対加速度波形を図 4-12(a)～(c)に示す.

平面滑り支承の桁の加速度波形は, どの加振周波数においても振幅がほぼ一定で安定しており, この傾向は負剛性滑り支承①および負剛性滑り支承②についても同様である.

負剛性②の波形は, 加速度がゼロ付近で微小な乱れが生じているが, これは滑り材を支える回転体の取り付け部のガタによる挙動特性が小振幅振動に影響していると考えられる.

本実験装置では, 桁が加振直角方向 (y 方向) へ動いた場合のために, 桁側面に約 5mm の隙間をあけてサイドストッパーを設置しているが(図 4-4(a)), 全試験を実際に観察した限りでは, 加振中および加振前後で接触はみられなかったもので, その影響ではないと考えられる.

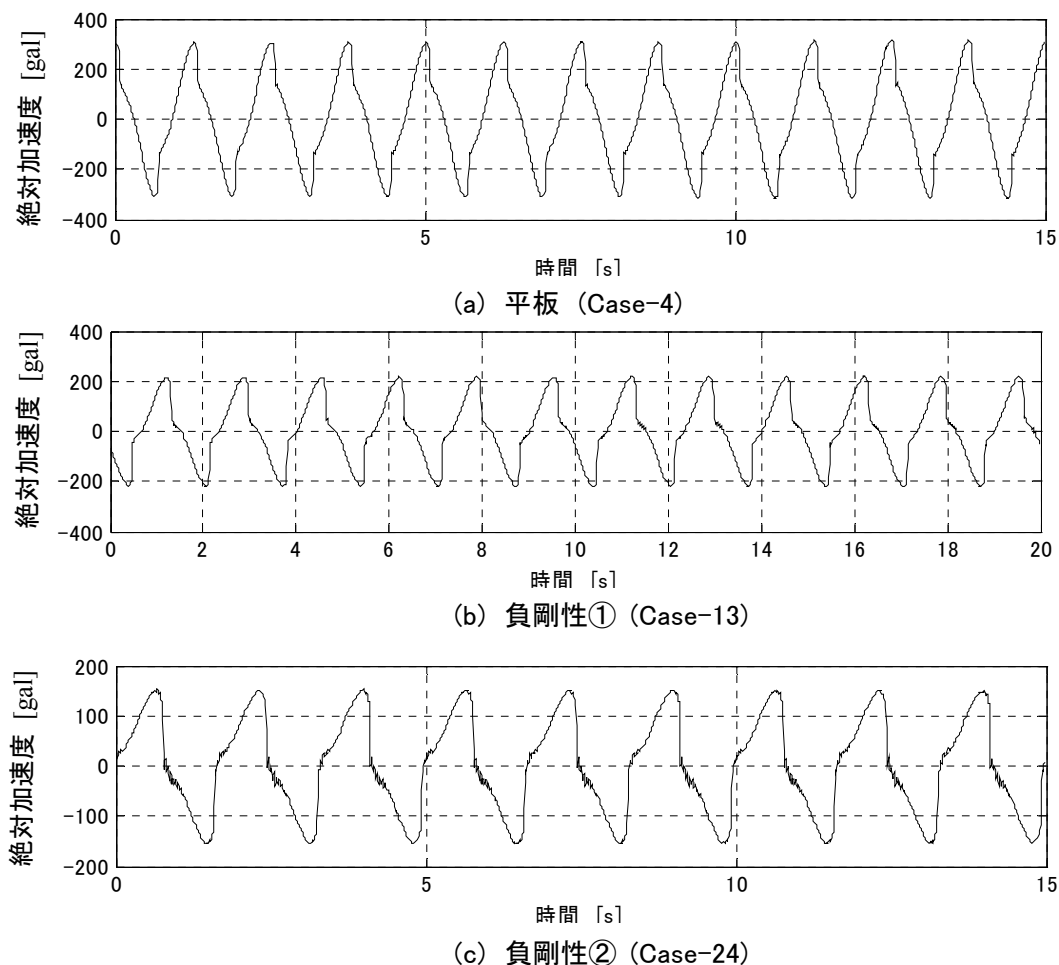


図4-12 桁の絶対応答加速度波形

桁の絶対水平変位波形

平板：Case-4，負剛性①：Case-13，負剛性②：Case-24 の加振実験について、桁の絶対変位波形を図 4-13(a)～(c)に示す。この結果から支承タイプによらず、変位波形はなめらで安定していることがわかる。また、平面滑り支承の変位波形は、ゼロ点を中心にほぼ対称な振幅となっている。また、図 4A-12 から図 4A-33 までの結果から、負剛性滑り支承の変位のゼロ点は、曲面滑り板の頂部としているが、応答変位の振幅は、変位のゼロ点からややオフセットしており、この現象は桁の相対応答変位が小さい場合に顕著にみられる。この理由として考えられることは、2つの復元力装置（積層ゴム体）の小変形時のバランスが影響している。または、滑り材をはめ込んでいる回転体が球面であるので小振幅時にわずかに回転しているためだと考えられる。

平面滑り支承と負剛性滑り支承①の水平荷重(x)の荷重波形は、加振周波数が 0.5Hz の場合、荷重の方向が変わる部分で乱れているが、それ以外の条件では荷重振幅が安定し、ゼロ点を中心にした対称な波形となっている。負剛性滑り支承②については、水平荷重(x)の波形に顕著な乱れはみられない。

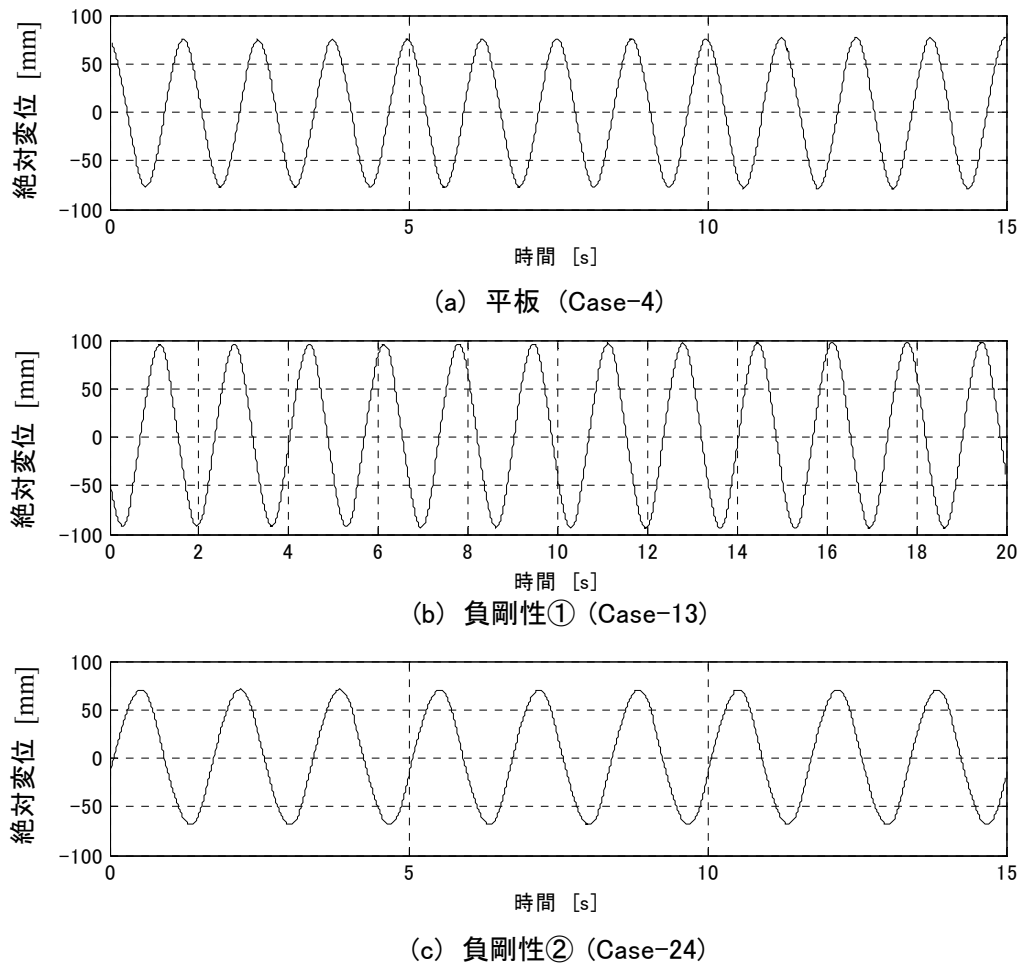


図4-13 桁の絶対水平変位波形

桁の鉛直変位と鉛直荷重

平板：Case-4，負剛性①：Case-13，負剛性②：Case-24 の加振実験について、桁の鉛直変位波形を図 4-14(a)～(c)に示し、滑り支承にかかる鉛直荷重波形を図 4-15(a)～(c)に示す。

鉛直変位波形（図 4-14(a)～(c)）について、平板タイプと負剛性タイプいずれも規則的な変動がみられ、平板タイプはプラスの方向に変動し、負剛性①および②は桁が下がる方向に変動している。平板タイプの場合、平面滑りであるにも関わらず 0.1 mm のオーダーで変動しているが、これは平面滑りタイプの場合でも、滑り材の支持部に球面状の回転体を用いているため、桁の慣性力を受けてわずかに回転しているためだと考えられる。一方で、負剛性滑り支承では、桁が水平移動をすると、凸曲面板状を滑ることから鉛直変動が生じる機構となっている。これより、負剛性滑り支承①および②の波形では、桁の最大応答変位が大きい場合ほど、桁の鉛直変位の変動が大きくなる。また、負剛性滑り支承の鉛直変位について、その振幅が 1/2 サイクルごとに異なっているが、桁の水平振幅が滑り板の頂点位置に対して完全に対象ではないためだと考えられる。

しかし、これらの変動特性がみられるものの、平面滑り支承および負剛性滑り支承いずれの鉛

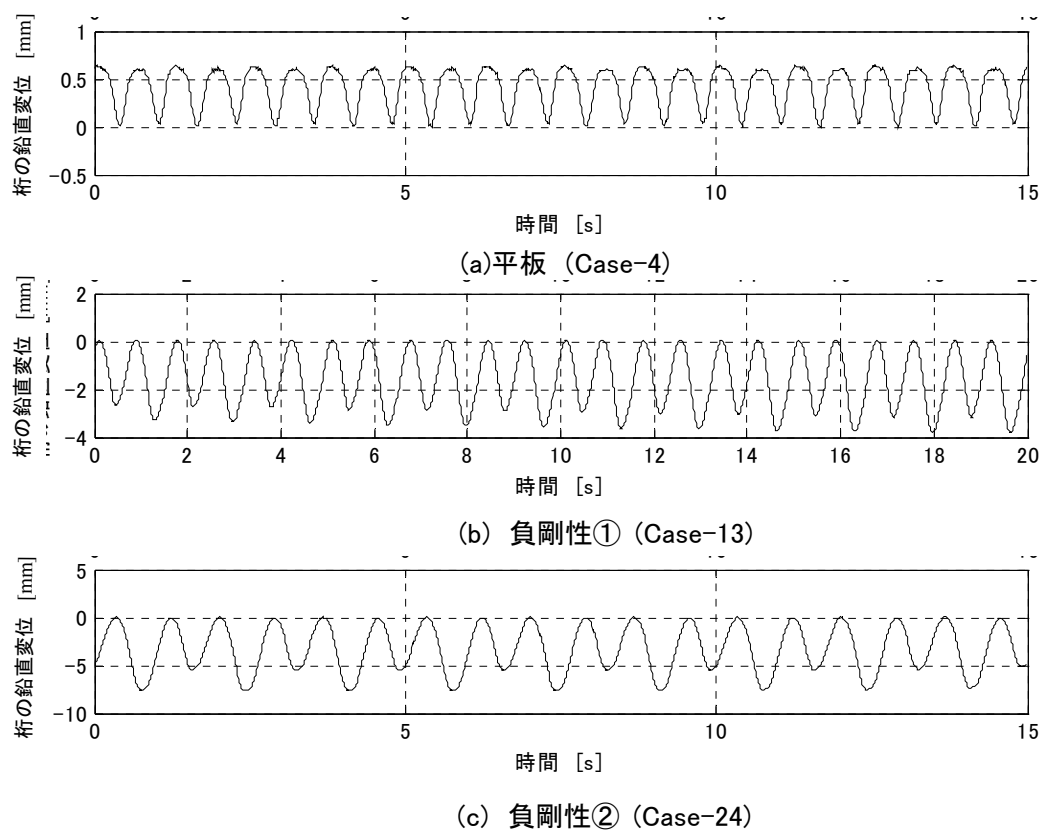


図4-14 桁の鉛直変位

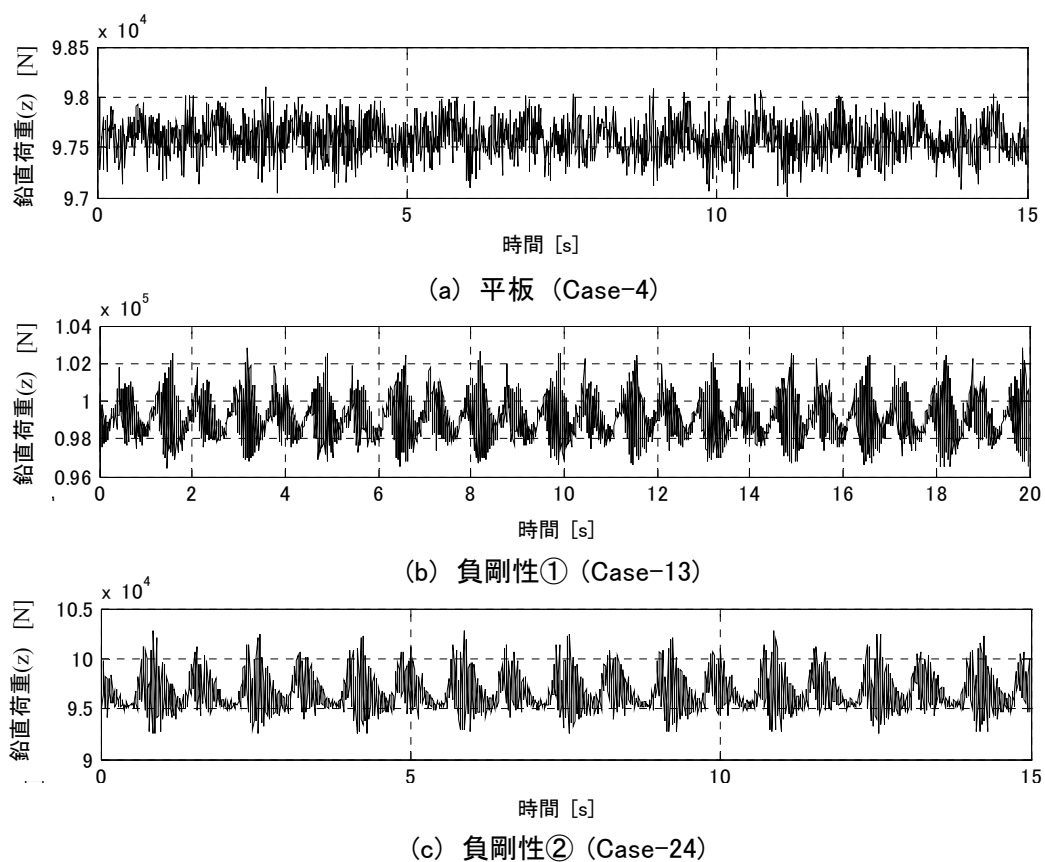


図4-15 滑り材の鉛直荷重(z)波形

直荷重波形も規則性のある安定した特性であるといえる。

次に、鉛直荷重波形（図 4-15(a)～(c)）について、平板滑りの波形はほとんど荷重変動が無く一定であるが、その一方で、負剛性滑り①と②は、荷重変動がみられる。その負剛性滑りの場合の荷重変動は鉛直変位の変動に追従するように変動すると考えられ、変動の振幅は滑り板の曲率半径が大きい負剛性滑り②の方が大きくなっている。

滑り支承の水平荷重

平板：Case-4、負剛性①：Case-13、負剛性②：Case-24 の加振実験について、滑り支承の水平方向にかかる荷重波形を図 4-16(a)～(c)に示す。平板タイプでは波形折り返し時に幅のあるパルス波に似た波形であるが、負剛性タイプでは波形折り返し時が鋭角な波形となっている。本実験で用いている滑り材は、低速時に動摩擦係数が低くなるものを使用していることから、どの波形にも静摩擦力のような卓越した荷重特性はみられていない。特に図 4-16(a)の荷重振幅折り返し部分では、速度が比較的遅く、丸みを帯びた特性を示している。

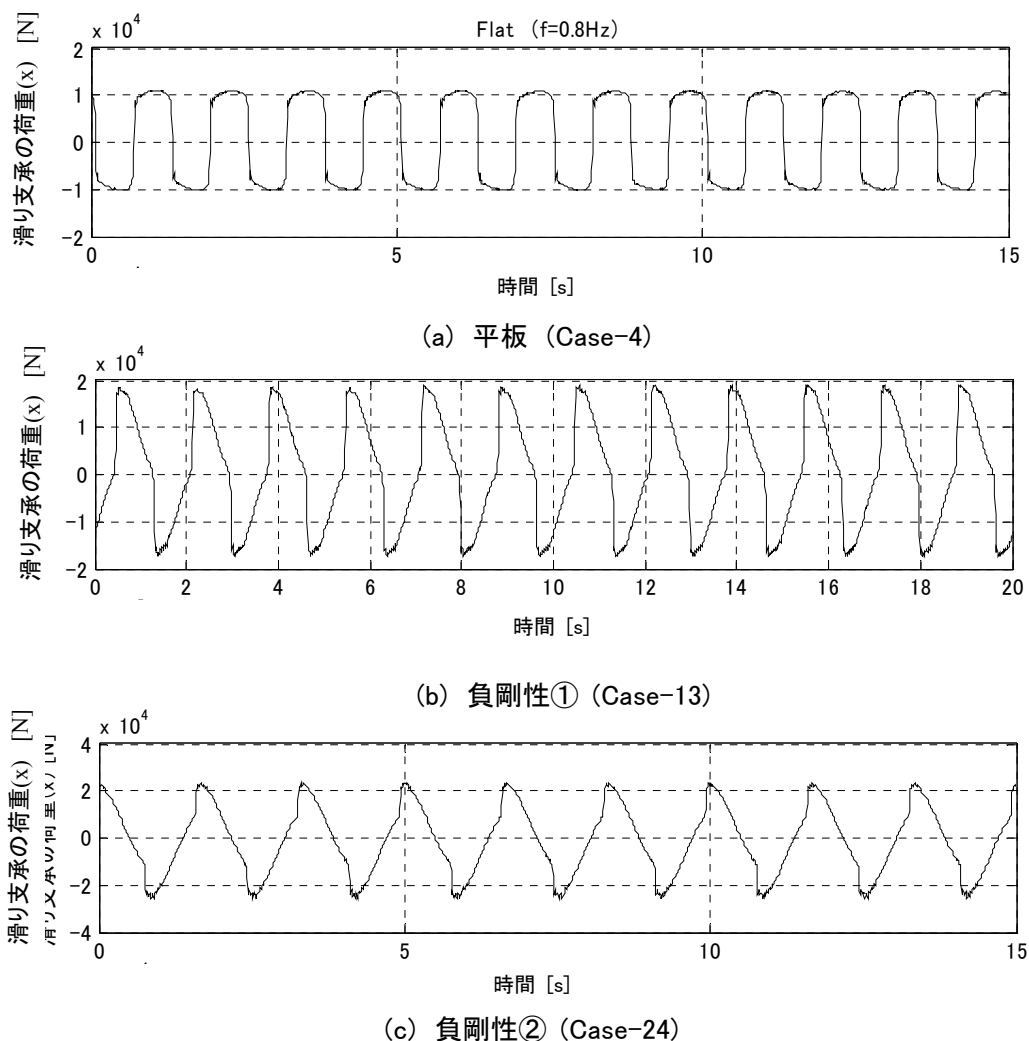


図4-16 滑り支承の水平荷重(x)波形

<最大応答特性>

加振周波数と桁の絶対加速度の結果を図 4-17 に示す．ここで，同一加振条件における振動台テーブルの加速度計測結果にばらつきがあった為，各周波数における平面すべり支承での（桁の最大絶対加速度）／（テーブルの最大加速度）の比を算出し，負剛性支承①および②の各周波数における桁の絶対加速度に掛けることによって補正した．設計上のシステムの固有周期（表 4.3）を図 4-17 に破線で示す．また，図 4-18 および図 4-20 には，本実験ケースに対する応答を予測するために実施した 1 質点モデルの応答解析結果を示す．この解析モデルは，2.3.2 項と同じものを使用し，加速度振幅：150gal の正弦波を入力して行ったものである．この解析モデルでは滑り材の速度依存性を考慮していないため，実験時の加速度振幅：120gal では解析が困難であったため，150gal とした．よって，解析結果については，定性的な比較評価対象として扱う．

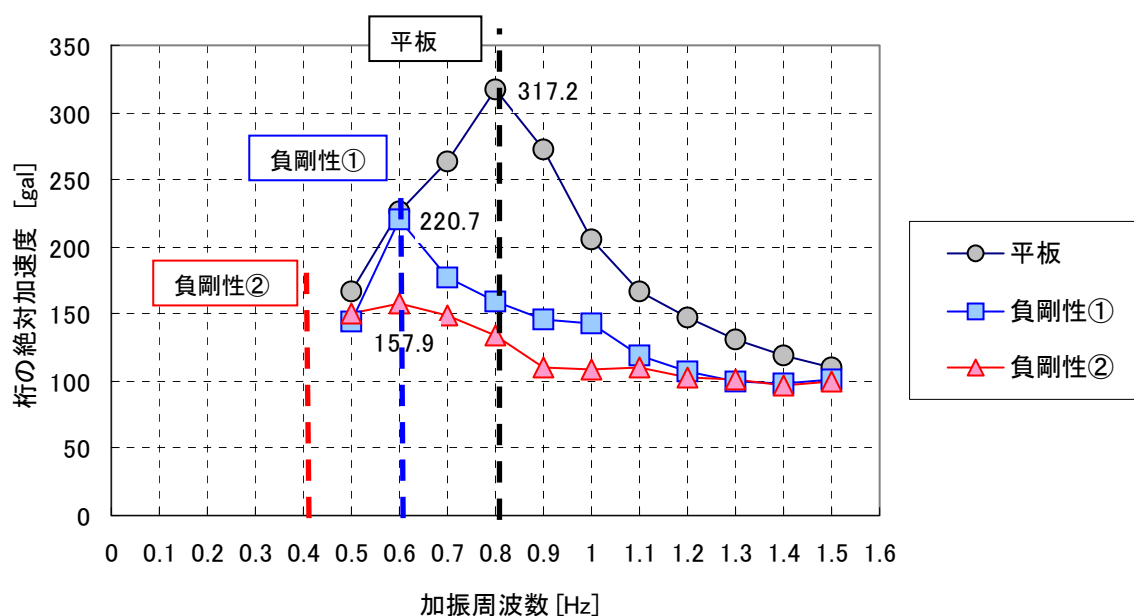


図4-17 加振周波数と桁の絶対応答加速度

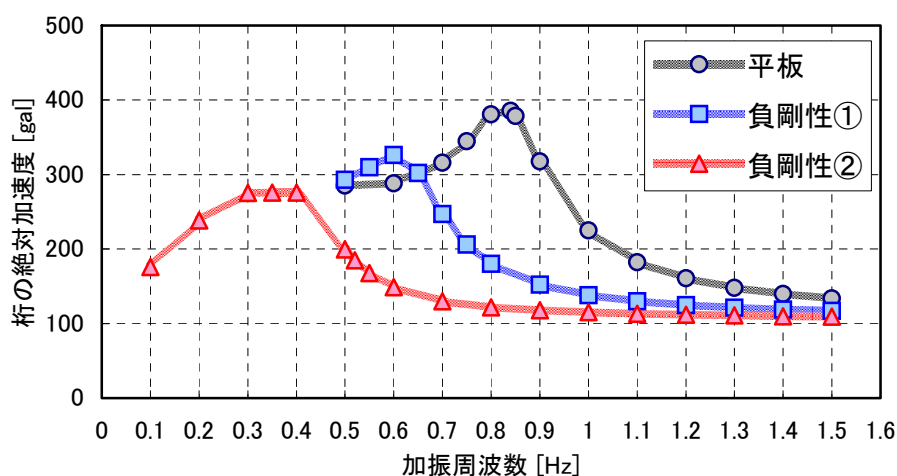


図4-18 1質点応答解析結果(正弦波:150 gal)

図4-17の結果について、平板タイプでの桁の応答加速度は、加振周波数が0.8 Hzの時に最大となり、応答変位についても0.8 Hzの時に最大となった。これより、平板タイプでのシステムの固有周波数は0.8 Hzであるといえる。また、負剛性①の場合は、応答加速度と応答変位は共に0.6 Hz時で最大となり、負剛性①および負剛性②のシステムの固有周波数は0.6 Hzであるといえる。しかし、負剛性②の実験の固有周波数は、解析による想定した周波数よりも高くなっている。これは、滑り材の摩擦係数の速度依存性（図3-16）を解析では考慮していないことが要因だと考えられる。

支承タイプによる固有周波数での応答加速度値は、平板タイプが最も大きく、負剛性①はその平板タイプよりも約30%低下し、負剛性②は、平板タイプよりも約50%低下しており、これは図4-18の解析結果と定性的に一致している。これより、負剛性ダンパーによる加速度応答の低減効果が明確にみられた。

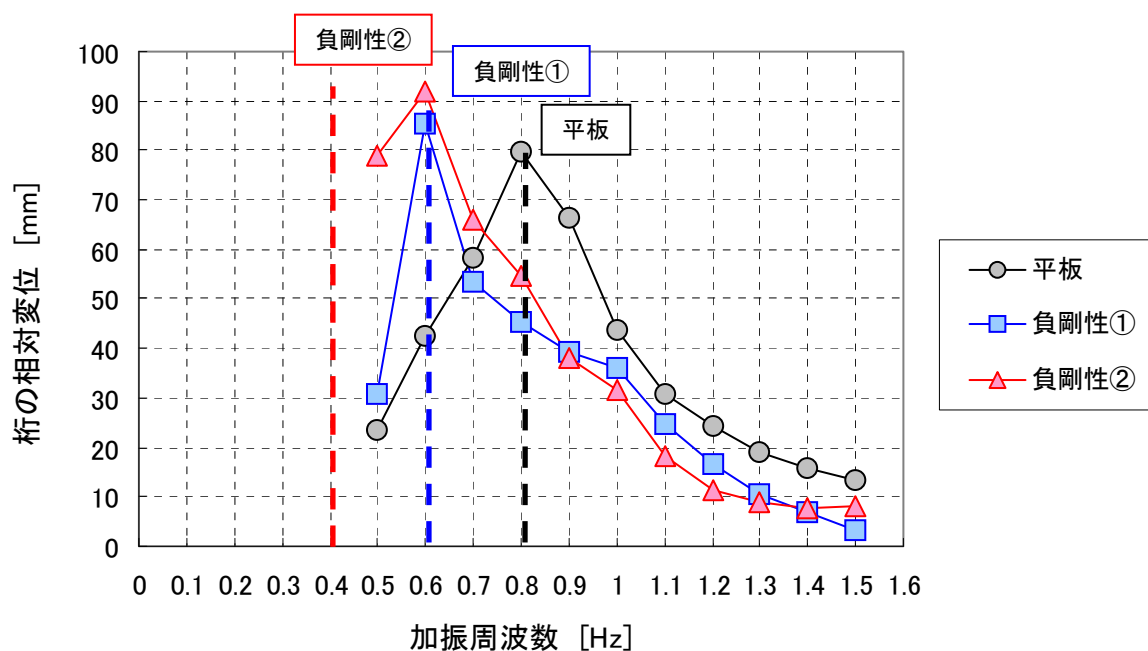


図4-19 加振周波数と桁の相対応答変位

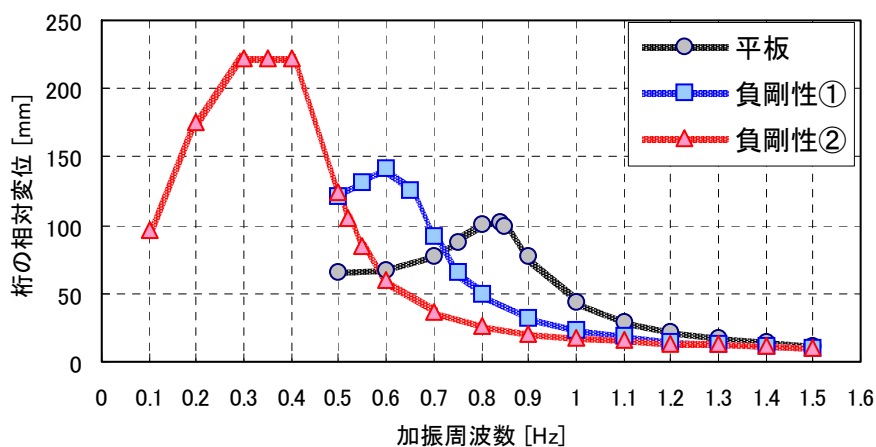


図4-20 1質点応答解析結果(正弦波:150 gal)

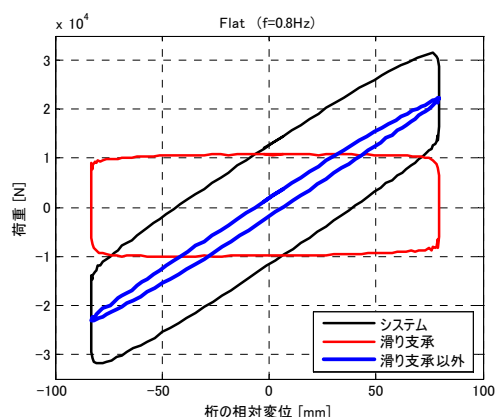
次に、加振周波数と桁の相対変位の計測結果を図 4-19 に示す。図 4-20 には解析結果を示す。応答変位はピークが明確にあり、0.6Hz 時に最大となっている。ここで、負剛性①と負剛性②の滑り板曲率半径から計算される設計上の固有周波数は異なるはずだが、実際には復元力装置の剛性の変位依存性（小振幅時）や、システムとしての桁フレームや球面軸受けなどによる特性が含まれるため、実験では 0.6Hz となったと考えられる。

平面すべりタイプと比較して、負剛性特性を付加することによりシステムの履歴の最大荷重が低下しており、これは等価剛性の低下を意味し、その傾向は負剛性値が大きいほど顕著である。また、共振周波数時の履歴の降伏荷重はほとんど同じであることから、負剛性が大きいほど減衰定数も増加し、最大応答加速度が低下するといえる。以上より、桁の絶対加速度は、平板タイプが最も大きく負剛性値が大きくなるほど小さくなり、また、共振時の桁の相対変位は平板タイプに対して、負剛性値が大きくなるほど増加することがいえる。これは、負剛性支承の長周期化により応答変位が増加したと考えられる。

<履歴特性>

免震システムの履歴曲線が、すべり支承の履歴曲線、すべり支承以外の履歴曲線の足し合わせたものと考え、システムの履歴を分解して、これらの 3 つの履歴曲線を重ねた結果について考察する。

各滑り支承タイプにおいて最大応答振幅が得られた 3 つの試験ケース（平板：Case-4、負剛性①：Case-13、負剛性②：Case-24）の履歴特性を図 4-21(a)～(c)に示す。また、図 4-22 に滑り支承以外の履歴曲線から算出した対角剛性の結果を示す。図 4-21(a)～(c)の結果より、支承タイプによらず、システムの履歴は、すべり支承と滑り支承以外（復元力を主とした履歴）の足し合わせとして表されることがわかる。システムの履歴曲線は負剛性を付加したものほど勾配が緩やかになっている。平板タイプにおける滑り支承の履歴は剛性をもたない矩形であり、負剛性①では負の勾配がある矩形となっている。さらに、負剛性②の滑り支承の履歴は負剛性①の履歴よりも負勾配が大きい矩形履歴である。また、図 4-22 より、滑り支承以外の履歴曲線の等価剛性は、支承タイプに関係無くまた加振周波数によらずほぼ一定であるといえる。



(a) 平板 (Case-4)

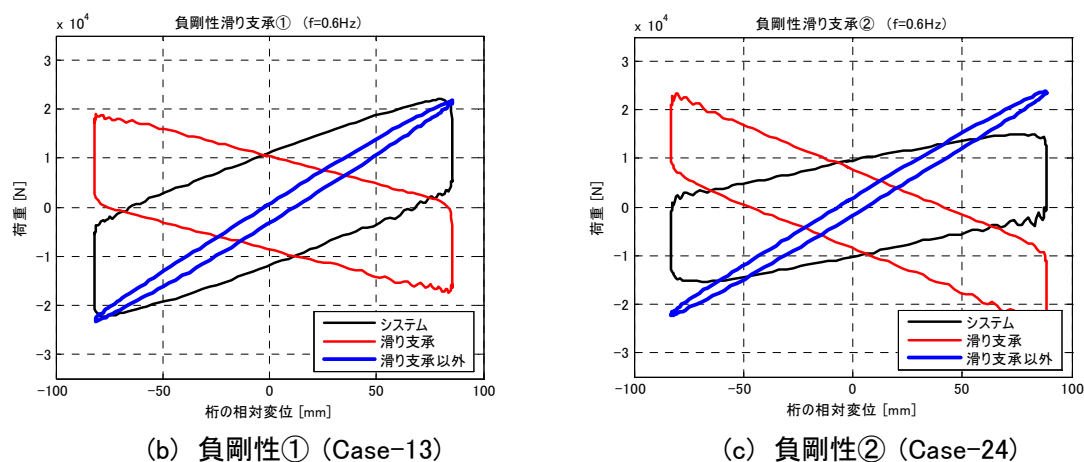


図4-21 履歴曲線

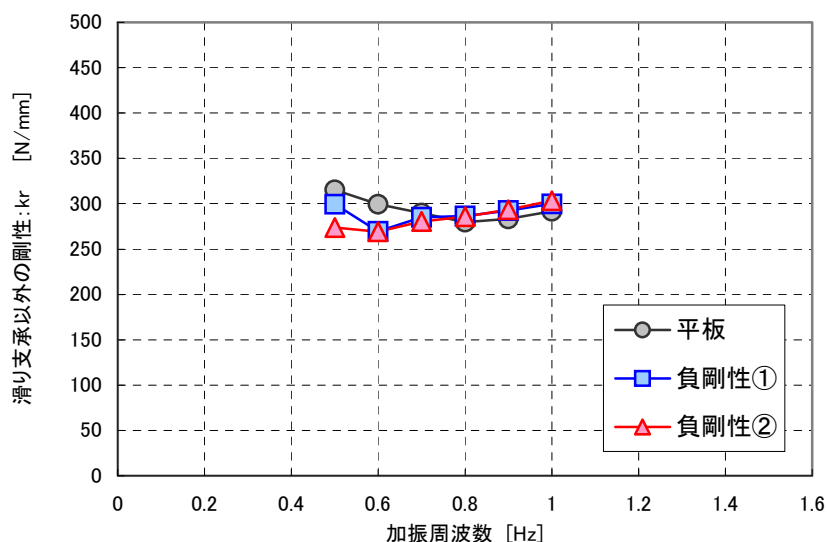


図 4-22 滑り支承以外の履歴の剛性

<滑り支承の特性>

最大応答時周波数付近の桁の応答変位が 30mm 以上の条件 (0.5 Hz～0.9 Hz) について、桁の相対変位と分力計による x 方向の摩擦抵抗 (4 カ所平均値) とで描かれる履歴ループから算出したダンパーの剛性値と理論値を表 4.8 および図 4-23 に示す。ここで、ダンパーの剛性値の算出は、各周波数における応答変位振幅の約 50% の点と履歴が y 軸と交わる点 (降伏荷重) の 2 点を用いて行い、履歴の上側と下側それぞれで算出した平均値を実験値として示す。

これらの結果から、計測されたダンパーの剛性は、平板、負剛性①、負剛性②のどの滑り支承タイプについても、ほぼ設計値と同等であるとい、振動台実験の正弦波加振実験においても、開発した負剛性滑り支承の理論と実験値との整合性があるといえる。

表 4.8 実験結果と設計値

Case No.	加振周波数 [Hz]	平板タイプ			負剛性①			負剛性②		
		Kdamp [N/mm]		対設計比 [%]	Kdamp [N/mm]		対設計比 [%]	Kdamp [N/mm]		対設計比 [%]
		実験値	設計値		実験値	設計値		実験値	設計値	
Case-1	0.5	45.41	0	—	-120.0	-118.4	101	-177.1	-204.6	87
Case-2	0.6	8.10	0	—	-113.2	-118.4	96	-185.8	-204.6	91
Case-3	0.7	8.72	0	—	-119.2	-118.4	101	-183.3	-204.6	90
Case-4	0.8	-0.11	0	—	-115.6	-118.4	98	-184.8	-204.6	90
Case-5	0.9	-0.66	0	—	-104.7	-118.4	88	-171.1	-204.6	84

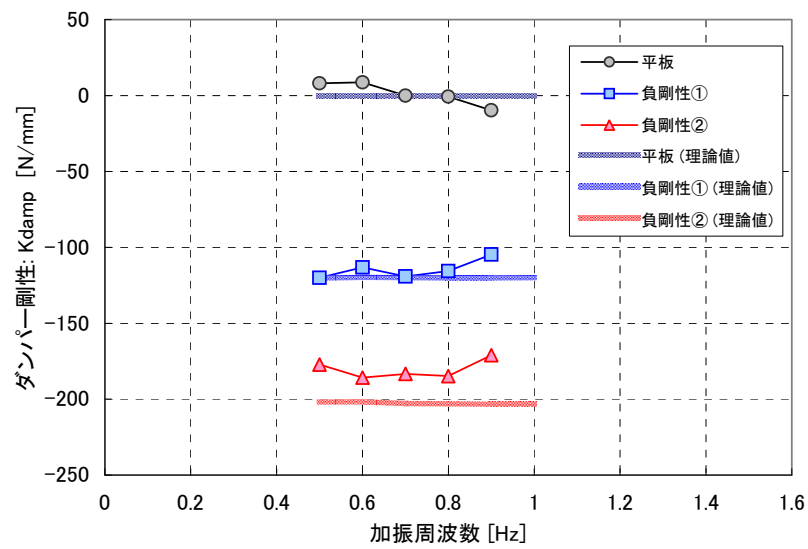


図 4-23 ダンパー剛性

4. 5 想定地震波加振実験

4. 5. 1 想定地震波

本実験では、橋梁に作用する地震動を想定し、道路橋示方書に定められている地震波を用いる。道路橋示方書²⁾に定められた地震波のうち、最も入力加速度が高いレベル2、タイプ2地震動とし、地盤の異なるⅡ－Ⅰ－2波形、Ⅱ－Ⅱ－2波形、Ⅱ－Ⅲ－2波形の3種類とし、2章の解析で適用した入力波と同じものとする(表4.9)。入力波と実験ケースを表4.10に示す。

ここで、本震動大実験に適用する加速度波形は道路橋示方書に定められているものであるが、実際には試験中に桁を落下させないために限界最大応答変位を約±150 mmと設定しており、その範囲内に桁の応答変位が収まるレベルまで入力加速度のレベルを下げた入力加速度波形を用いてすべての実験を行った。実験に用いた3種類の入力波(Ⅱ－Ⅰ－2、Ⅱ－Ⅱ－2、Ⅱ－Ⅲ－2)のレベルを下げる前の最大応答加速度(原波の値)はそれぞれ765.9 gal, 672.6 gal, 591.0 galであるが、実際の地震波加振実験における振動台テーブルの加速度計測結果から得られた最大応答加速度はそれぞれ352 gal, 309 gal, 272 galであった。つまり、道路橋示方書に示される原波の約0.46倍の入力加速度波形により実験を行った。

表4.9 入力地震波

地盤種別	波形名	地震名	マグニチュード	記録場所
I種地盤	Ⅱ－Ⅰ－2	1995年兵庫県南部地震	7.3	神戸気象台地盤上(EW)
II種地盤	Ⅱ－Ⅱ－2			JR西日本鷹取駅構内地盤上(EW)
III種地盤	Ⅱ－Ⅲ－2			東神戸大橋周辺地盤上

表4.10 入力波と実験ケース

Case No.	供試体	面圧 [MPa]	入力波
Case-1	平板	20	Ⅱ－Ⅰ－2
Case-2			Ⅱ－Ⅱ－2
Case-3			Ⅱ－Ⅲ－2
Case-4	負剛性①	20	Ⅱ－Ⅰ－2
Case-5			Ⅱ－Ⅱ－2
Case-6			Ⅱ－Ⅲ－2
Case-7	負剛性②	20	Ⅱ－Ⅰ－2
Case-8			Ⅱ－Ⅱ－2
Case-9			Ⅱ－Ⅲ－2

4. 5. 2 実験結果と考察

開発したパッシブ負剛性ダンパー装置を実際の橋梁構造物の免震システムに適用した場合を想定し、振動台によりその地震応答実験を実施した結果について示し、考察する。

図 4A-34～図 4A-36 に Case1～Case3 の平板すべり支承の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示し、図 4A-37～図 4A-39 に Case4～Case6 の負剛性すべり支承①の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す。図 4A-40～図 4A-42 に Case7～Case9 の負剛性すべり支承②の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す。

ここで、時刻歴波形に示す振動台加速度(x)、桁の絶対加速度、桁の絶対変位は、それぞれの計測値であり、桁の相対変位は、x 方向の振動台テーブルの絶対変位から桁の絶対変位を各時刻で差し引いた値を示す。また、滑り支承の結果に示す滑り支承の荷重(x)と鉛直荷重(z)は、4 つの 3 分力計による計測値を平均した値を示しており、桁の鉛直変位は 4 カ所の鉛直変位計測値を平均した値を示す。滑り支承の履歴曲線は、平均した桁の相対変位と滑り支承 A～D それぞれの 3 分力計(x 方向)の計測値に描かれるものである。

さらに、免震システムの履歴曲線、すべり支承の履歴曲線、すべり支承以外の履歴曲線の 3 つを並べて示す。ここで、”すべり支承の履歴曲線”とは、すべり支承にかかる x 方向の荷重と桁の相対変位により描かれる履歴曲線を指し、”免震システムの履歴曲線”とは、桁の x 方向加速度に桁質量を掛けた慣性力と桁の相対変位により描かれる履歴曲線を指す。また、”すべり支承以外の履歴曲線”とは、桁の慣性力からすべり支承にかかる荷重(3 分力計の x 方向計測値)を差し引いた荷重と桁の相対変位より描かれる履歴曲線を指す。

4. 5. 2. 1 時刻歴波形と履歴曲線

<時刻歴波形>

絶対加速度波形

図 4-24 に桁の絶対加速度波形（Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤波）を重ねて示す。まず、JR 西日本鷹取駅（Ⅱ種地盤）の場合をみると、支承のタイプによる波形の位相のずれはみられず、加振開始から 3s から 13s あたりの主要動付近では、平板支承の加速度が一番大きく、次に負剛性①そして負剛性②支承の順に加速度波形のピーク値が低下している。この傾向は、神戸気象台(EW)波や東神戸大橋波の入力地震波についても同様にみられる。これより、負剛性滑り支承の方が従来の平面滑り支承よりも桁の最大応答加速度が低減し、またその負剛性滑り支承の負剛性値が大きいほど低減し、その低減効果は、地震波のタイプによらないといえる。

絶対変位波形

図 4-25 に桁の絶対変位波形（Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種地盤波）を重ねて示す．まず，JR 西日本鷹取駅（Ⅱ種地盤）の場合をみると，支承のタイプによる波形の位相のずれはほとんどみられないが，応答のピーク値に差がみられる．平板の応答波形と負剛性①はほとんど同じで重なっているが，負剛性②は主要動でのピーク値がやや高くなっているところがある．この傾向は，神戸気象台や東神戸大橋の場合でもみられ，これらは主要動後の波形にも変位のずれが生じている．以上より，支承タイプによらず，応答変位波形は定性的に同等であるが，負剛性支承の応答変位は，平板支承よりもやや大きくなる傾向があるといえる．

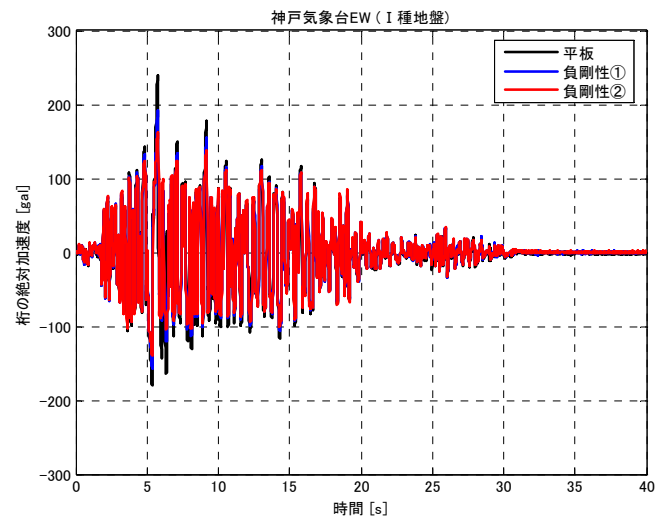
相対変位波形

図 4-26 に桁の相対変位波形（Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種地盤波）を重ねて示す．まず，JR 西日本鷹取駅（Ⅱ種地盤）の場合をみると，波形のピーク値付近について，平板支承の応答変位が一番小さくなっており，負剛性①および負剛性②の順に相対変位のピーク値が増加している．この傾向は，神戸気象台(EW)波や東神戸大橋波の入力地震波についても同様にみられる．また，Ⅱ・Ⅰ・2 と Ⅱ・Ⅲ・2 の地震波において，負剛性②の場合のみ残留変位が見られる．地盤タイプによる影響があると考えられるが，負剛性①の場合には残留変位が見られないことから，負剛性勾配をある程度大きくすると残留変位が生じやすくなる条件があると考えられる．逆に負剛性の大きさを考慮することにより，残留変位が生じにくい状態に設定できると考えられる．

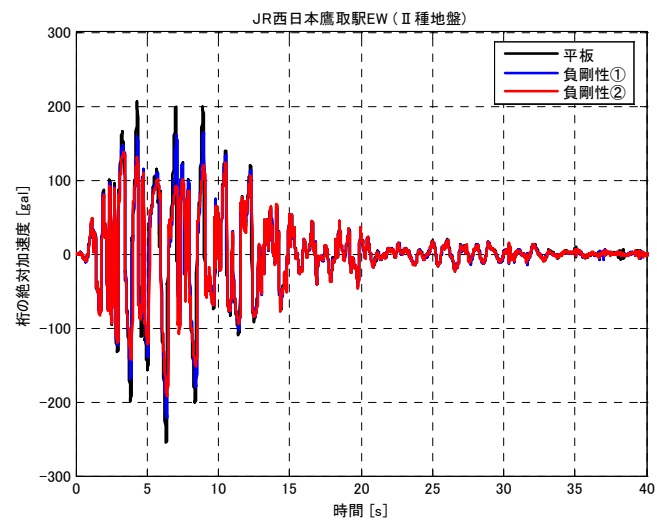
鉛直荷重波形

図 4-27 に 4 つのすべり支承にかかるの平均鉛直荷重の時刻歴波形と鉛直変位の時刻歴波形を示す．この結果より，平面滑り支承の鉛直荷重(z)の時刻歴波形は，どの地震波においてもほとんど変化が無く平均的に一定値であることがわかる．しかし，負剛性①および負剛性②の場合は，各地震波における桁の相対水平変位の変動が著しい主要動付近で，瞬間的な鉛直荷重の変動がみられている．その鉛直荷重変動は，桁の相対変位がより大きい負剛性②の方が，負剛性①よりも大きくなっており，鉛直方向の加速度が瞬間的に生じているといえる．その鉛直方向の加速度による影響として，負剛性①および負剛性②の履歴曲線にみられ，各最大振幅時における桁の慣性力の履歴曲線（システムの履歴曲線）が折り返す部分のわずかな乱れ(図 4-27 中の丸印部分)がその影響だと考えられる．その履歴曲線の乱れは，負剛性②が最も顕著に見られ，負剛性①の乱れは小さくなっており，時刻歴波形の鉛直荷重変動の傾向と定性的に同じであるといえる．

(a) 神戸気象台 (I 種)



(b) JR鷹取 (II 種)



(c) 東神戸大橋 (III 種)

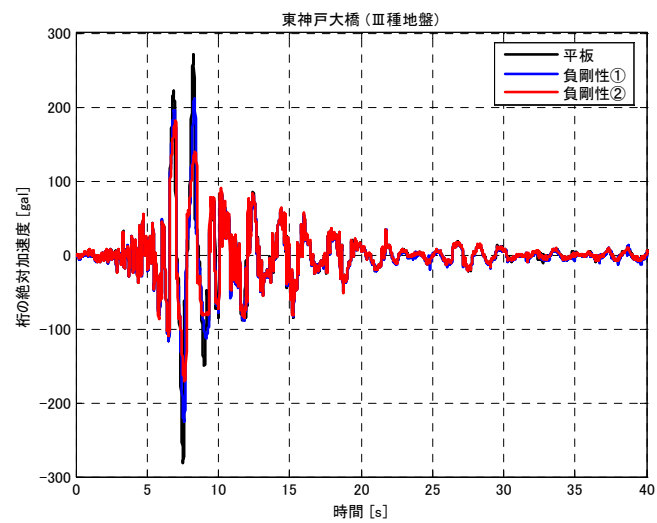
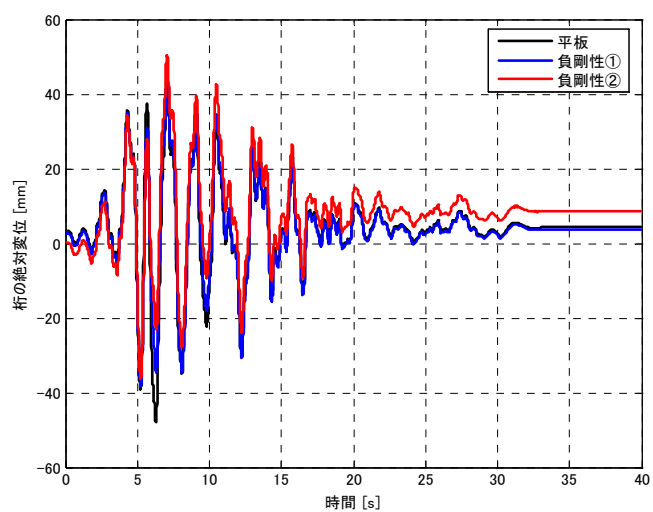
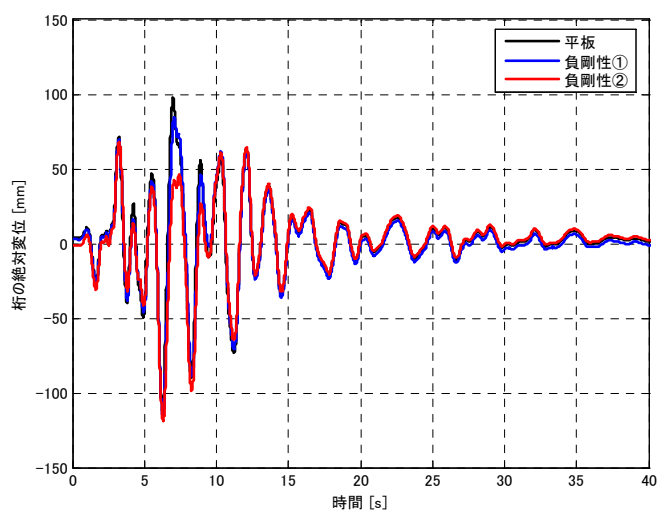


図4-24 桁の絶対加速度(入力地震波別)

(a) 神戸気象台(Ⅰ種)



(b) JR鷹取(Ⅱ種)



(c) 東神戸大橋(Ⅲ種)

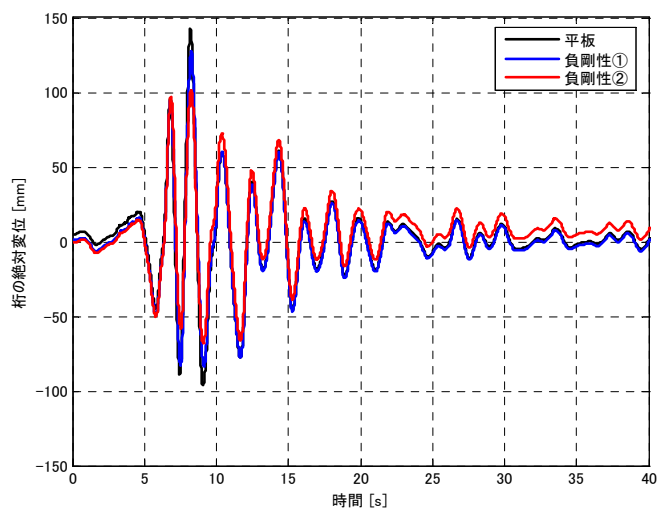
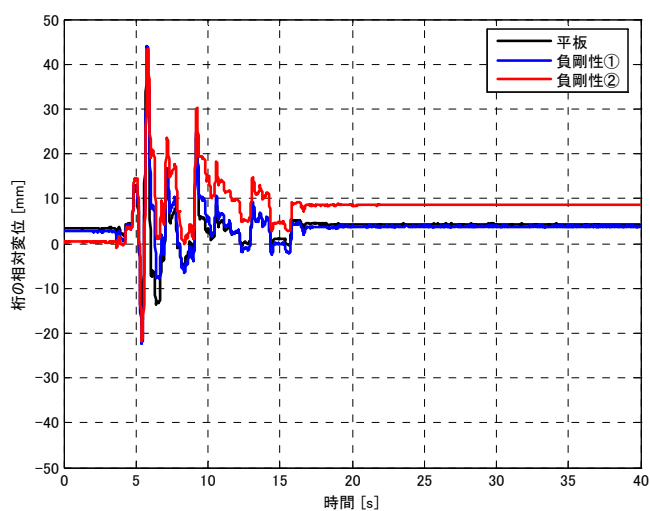
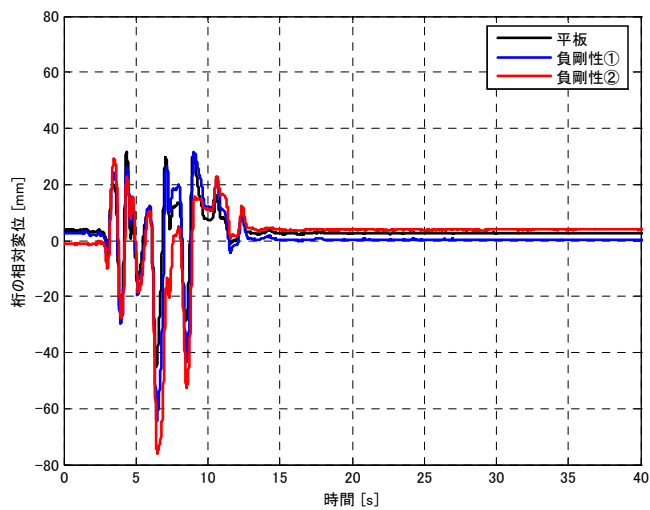


図4-25 桁の絶対変位(入力地震波別)

(a) 神戸気象台 (Ⅰ種)



(b) JR鷹取 (Ⅱ種)



(c) 東神戸大橋 (Ⅲ種)

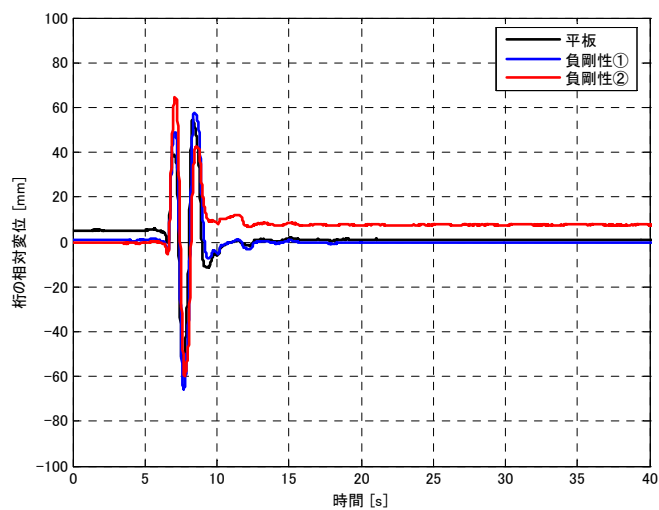
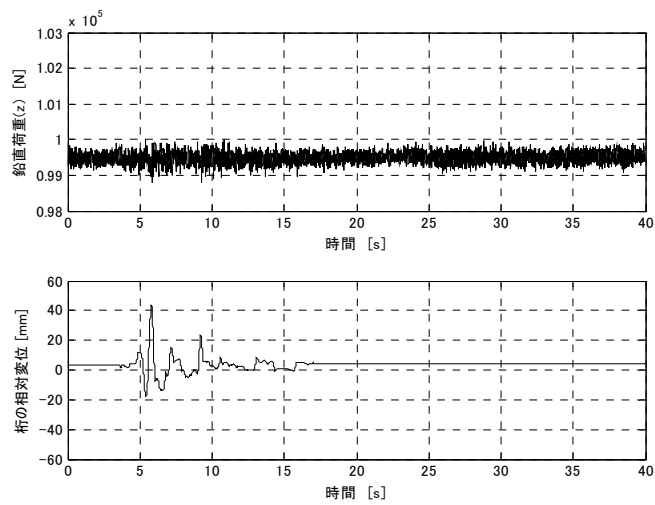
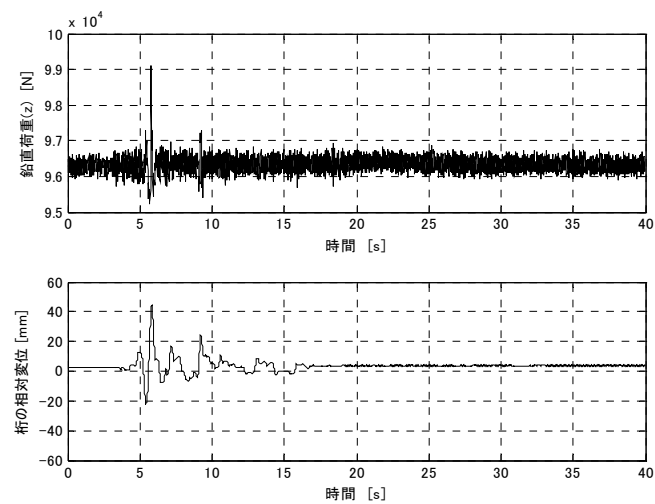
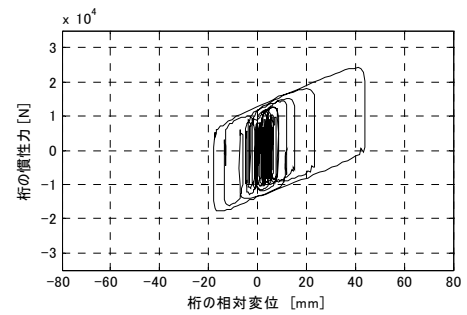


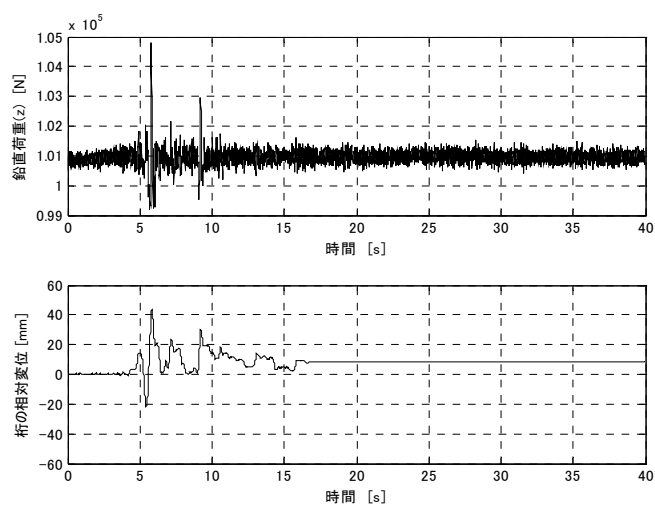
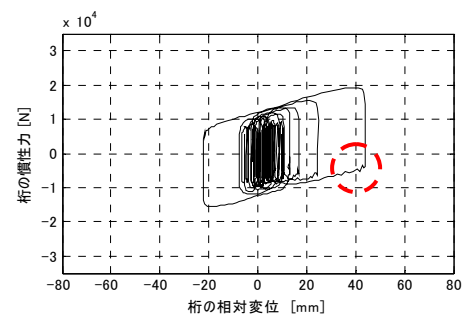
図4-26 桁の相対変位 (入力地震波別)



(a) 平板支承



(b) 負剛性支承①



(c) 負剛性支承②

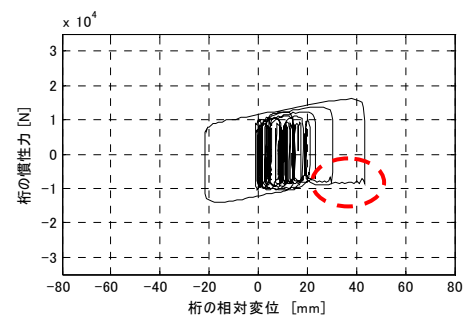


図4-27 鉛直荷重波形 (神戸気象台(EW))

＜履歴曲線＞

3 分力計より計測された減衰力の履歴曲線をみると、神戸気象台（Ⅱ・Ⅰ-2）の場合、平板すべりタイプの履歴（図 4A-37-3）は履歴の二次勾配がほぼ平坦であり、負剛性①（図 4A-40-3）および負剛性②（図 4A-43-3）は二次勾配がマイナスとなっており、負剛性装置の特性が確認できる。また、正弦波加振と同様に地震波加振においても、システムの履歴曲線は減衰力の履歴曲線とすべり支承以外の力の履歴曲線との足し合わせとして表すことができる。

図 4A-34～図 4A-36 における平面滑り支承 A～D 個々の履歴曲線は、詳細な部分をみるとややばらつきがみられるが、4 つの支承を平均した履歴曲線は、矩形に近い安定した履歴となっている。この特性は、負剛性滑り支承①および②についても同様にいえる。

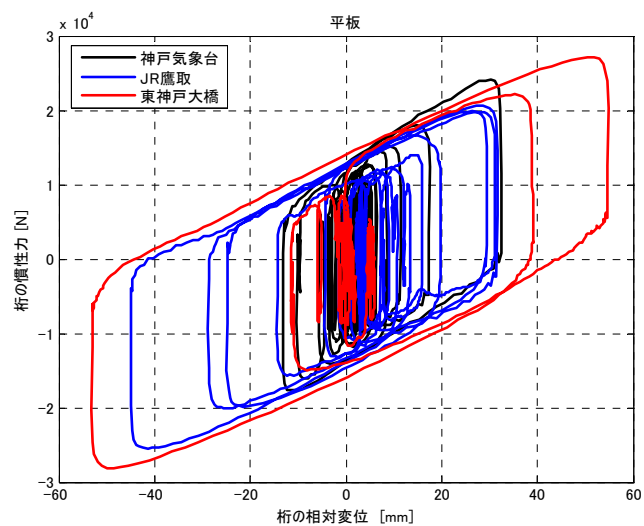
また、免震システムの履歴曲線が、すべり支承の履歴曲線、すべり支承以外の履歴曲線の足し合わせたものと考え、システムの履歴を分解した。これらの 3 つの履歴曲線について考察する。どの滑り支承タイプの場合についても、滑り支承以外の履歴曲線の対角剛性は正弦波加振時と同様に、ほぼ同等となっている。滑り支承の履歴曲線は、平面滑り支承の場合、2 次勾配が無い履歴を示しており、負剛性滑り支承の場合は、2 次勾配が負勾配となり、その負勾配は滑り支承①、②の順で大きくなっている。

図 4-28 に負剛性支承タイプ別に重ねた履歴曲線の結果を示す。この結果より、平板滑り支承だけでなく、負剛性滑り支承①および②の履歴曲線の二次勾配は応答変位の大きさによらずほとんど同等であり、安定した特性が得られている。また、桁の相対変位が比較的小さい範囲では桁の慣性力が低くなっているが、これは滑り材の速度依存性による特性で、低速における摩擦係数が高速時よりも低くなるためだと考えられる。

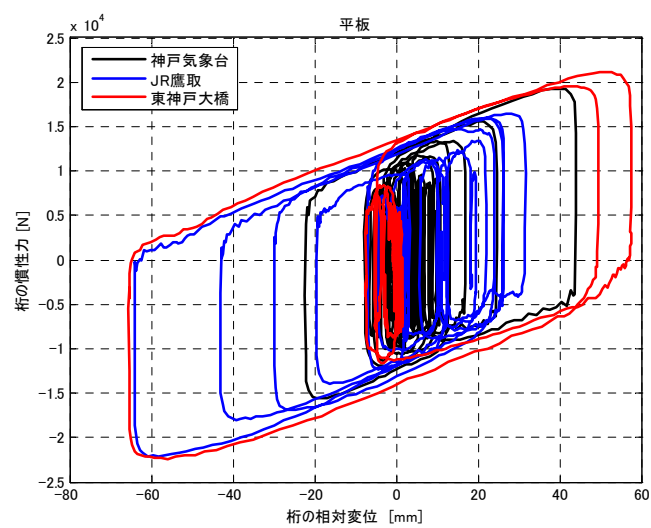
図 4-29 に入力地震波タイプ別に重ねた履歴曲線の結果を示す。JR 鷹取駅の結果をみると、履歴の二次勾配は、平板支承がもっとも大きく、負剛性支承①、負剛性支承②の順に低下しており、この傾向は、神戸気象台波や東神戸大橋波についても同様である。また最大変位は、逆に増加する傾向がみられる。また、履歴曲線の最大力値は平板支承がもっとも大きく、負剛性①、負剛性②の順に負剛性値が増加するほど低下している。その傾向はすべての入力地震波についてみられ、負剛性ダンパーの適用によるシステムの最大力の低減効果が確認できる。

以上のことより、振動台による地震波加振実験により負剛性ダンパー適用時の桁の絶対応答加速度は、従来の平板すべり支承よりも低減し、また、負剛性が大きいほどその効果が大きいことがわかった。さらに、桁の応答変位は、地震波のタイプによって異なるが負剛性が大きいと増加する傾向があるといえる。

(a) 平板



(b) 負剛性①



(c) 負剛性②

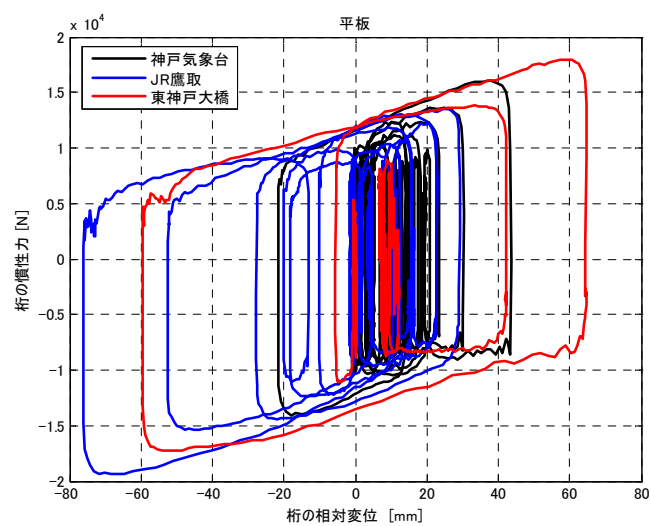
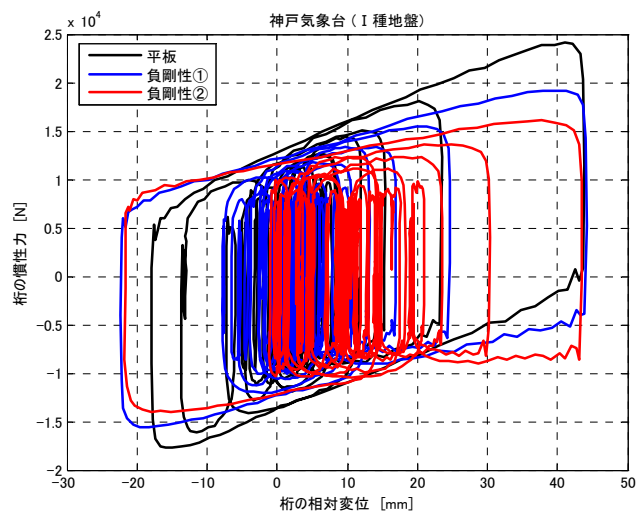
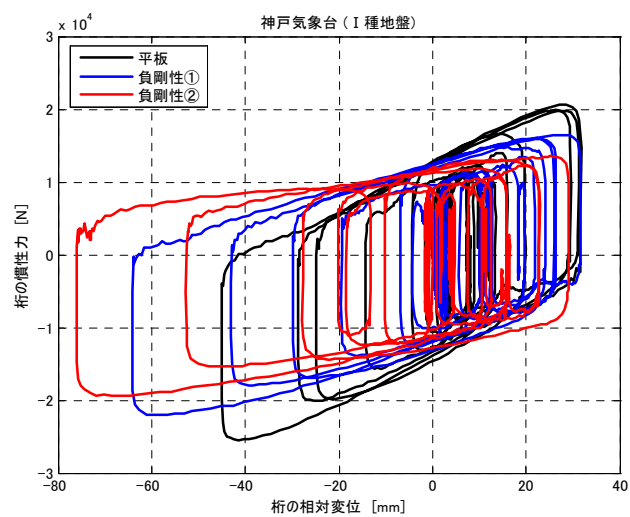


図4-28 負剛性支承別の履歴曲線

(a) 神戸気象台 (I 種)



(b) JR鷹取 (II 種)



(c) 東神戸大橋 (III 種)

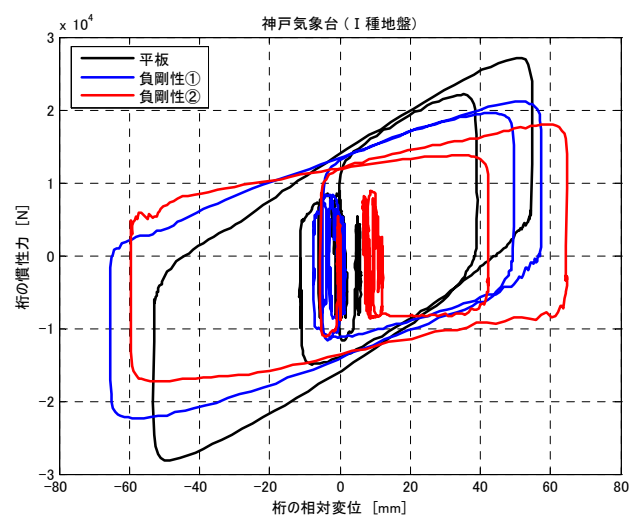


図4-29 入力地震タイプ別の履歴曲線

4. 5. 2. 2 応答特性

最大応答加速度

図 4-30 にダンパーの負剛性値の絶対値と最大絶対加速度の関係を示す。(ダンパーの負剛性値)=0 の場合は、従来型の平面滑り支承の応答値を示しており、ダンパーの負剛性値が大きくなるほど、桁の最大絶対加速度が反比例するように低下する。この減少傾向は、入力地震波の種類によらず、減衰力に負剛性を付加すると最大応答加速度が低減し、またその負剛性値が大きいほど応答加速度が低減している。

ここで、表 4.3 に示したように、復元力装置と負剛性支承①および負剛性支承②を組み合わせた場合のシステムの固有周期は、平板を組み合わせた場合よりも長周期化しており、正弦波加振実験によってもその効果が確認されている。供試体に平板を適用した時の設計上のシステムの固有周期は約 1.2 s、負剛性①は約 1.7 s、負剛性②は約 2.4 s となる。これらの周期について注目し、振動台実験時の最大変位時の履歴曲線を振幅が対称なものと想定し、その履歴曲線から算出した等価減衰定数による加速度の地震応答スペクトルを解析し、その固有周期が 1.2s、1.7s、2.4s の応答加速度値をまとめた結果を図 4-31 に示す。どのタイプの地震波の場合も、平板、負剛性①、負剛性②の順に応答加速度が低下している。これより、実験結果と応答スペクトル解析値とでは、ダンパーの履歴特性が異なることから全体的な応答加速度のレベルを、定量的に考慮できないが、各入力地震波におけるダンパーの負剛性値による長周期化による傾向として、応答変位の増加傾向は実験結果（図 4-30）と定性的に一致している。

以上の結果をまとめると、地盤タイプの異なるどの入力地震波に対しても、従来型の平板すべり支承よりも負剛性滑り支承の方が応答加速度を低減でき、また、その負剛性値が大きいほど低減効果が大きくなる。

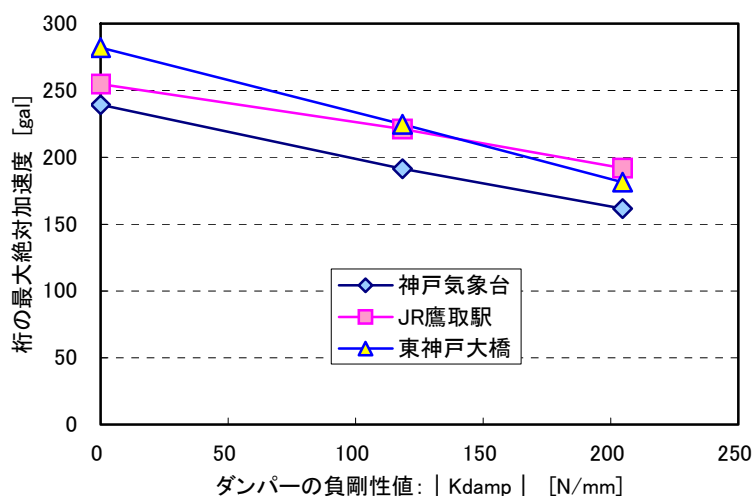


図 4-30 桁の最大絶対加速度(実験結果)

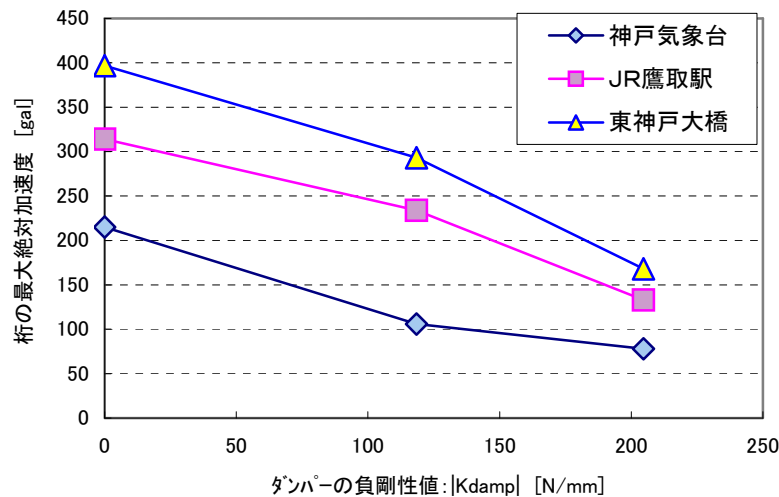


図 4-31 加速度の地震応答スペクトル(粘性減衰)からの読み取り値

最大応答変位

図 4-32 に桁の最大応答変位とダンパーの負剛性の絶対値の関係を示す。(ダンパーの負剛性値)=0 の平面滑り支承の場合は、入力地震波による桁の最大応答変位の差がそれほどないが、ダンパーの負剛性値が付加されると JR 鷹取駅と東神戸大橋の最大応答変位が増加している。しかし、神戸気象台のみダンパーの負剛性値の大きさによらず、ほぼ同じ最大応答変位となった。負剛性ダンパーの特徴として、システムの履歴の二次剛性が低下することにより長周期化し、その結果応答変位が増加することが予想されるが、入力地震波と負剛性ダンパーの設定条件によっては、従来の平面滑り支承と同等な応答変位に抑え、かつ絶対応答加速度を低減させる可能性が伺える。

ここで、表 4.3 に示したように、復元力装置と負剛性支承①および負剛性支承②を組み合わせた場合のシステムの固有周期は、平板を組み合わせた場合よりも長周期化しており、正弦波加振実験によってもその効果が確認されている。供試体に平板を適用した時の設計上のシステムの固有周期は約 1.2 s、負剛性①は約 1.7 s、負剛性②は約 2.4 s となる。これらの周期について注目し、振動台実験時の最大変位時の履歴曲線を振幅が対称なものと想定し、その履歴曲線から算出した等価減衰定数による変位の地震応答スペクトルを解析し、その固有周期が 1.2s、1.7s、2.4s の応答変位値をまとめた結果を図 4-33 に示す。(a)神戸気象台の場合は、平板、負剛性①、負剛性②の応答変位はほとんど変化しておらず、(b)JR 鷹取駅の場合は、平板、負剛性①、負剛性②の順に応答変位がなだらかに増加しており、(c)東神戸大橋の場合は、負剛性①の応答変位が平板よりも増加し、負剛性①と負剛性②の応答変位はほとんど同じとなっている。これより、実験結果と地震応答スペクトル解析値とでは、ダンパーの履歴特性が異なることから全体的な応答変位のレベルを、定量的に考慮できないが、各入力地震波におけるダンパーの負剛性値による長周期化による傾向として、応答変位の増加傾向は実験結果（図 4-32）と定性的に一致している。

以上の結果をまとめると、桁の応答変位は、地震波のタイプによって異なり、また負剛性の大きさによりシステムの履歴の固有周期が異なり、その程度により応答変位が異なることがいえる。また、その応答変位特性は応答スペクトルの特性と定性的に一致しており、負剛性を付加して長周期化した場合でも、応答変位が増加しない条件があることがわかった。

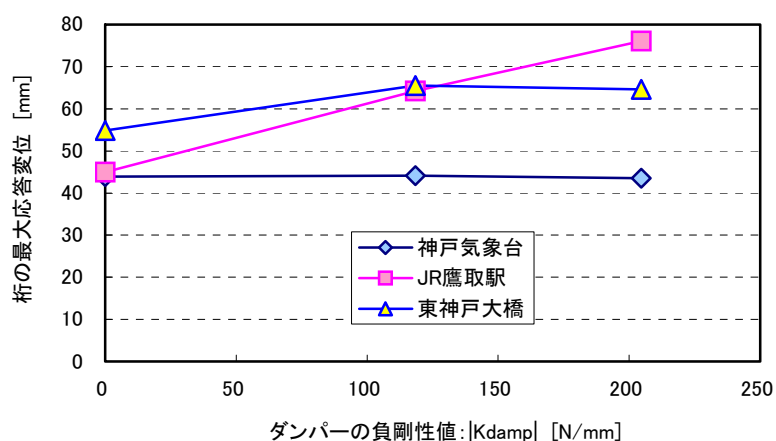


図 4-32 桁の最大応答変位(実験結果)

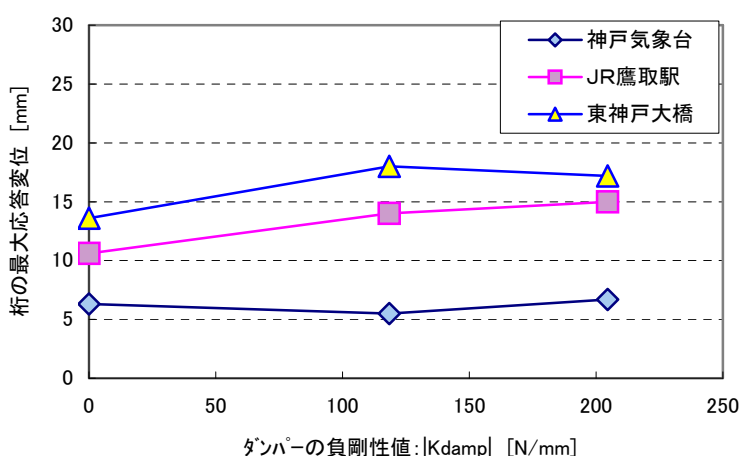


図 4-33 変位の地震応答スペクトルからの読取り値(粘性減衰)

以上のことから、これらの応答加速度と応答変位の傾向は入力地震波の各応答スペクトル特性と定性的に一致することから、支承の減衰力や負剛性の付加の程度による長周期化を考慮することにより、各地震波での応答特性を推測できると考えられる。

最大鉛直変位

図 4-34 に示す桁の最大鉛直変位の結果について、ダンパーの負剛性値=0 の従来型の平面滑り支承の鉛直変位はほとんどないが、ダンパーの負剛性値が大きいものほど最大鉛直変位量が増加している。これは、負剛性滑り支承の凸曲面を滑り材が摺動するときの鉛直変位は、滑り板の曲率半径の大きさと水平変位量に依存するためである。よって、図 4-32 における最大応答変位が大きいものほど鉛直変位が低下している。

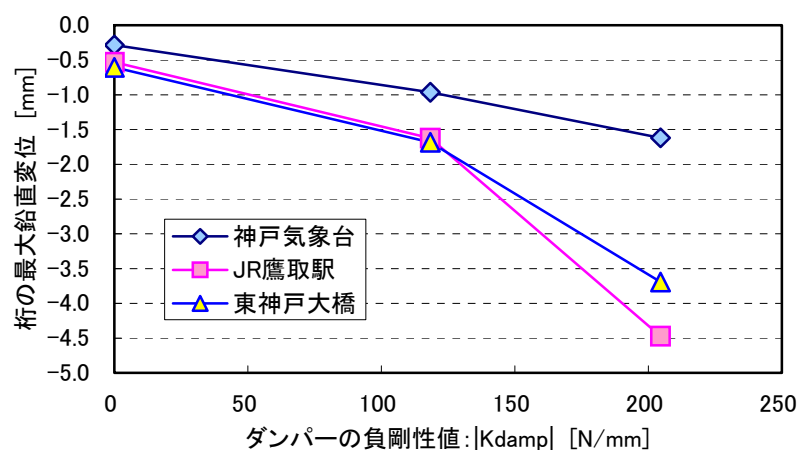


図 4-34 桁の最大鉛直変位

4. 5. 2. 3 鉛直変位

本実験で供試体として適用している負剛性支承は、凸曲面板上を滑り材が一定鉛直荷重を受けて摺動することにより滑り支承としての性能が得られる。これより、滑り材が滑り板と離れることなく摺動し、地震波加振時の挙動に追従しているがどうかについて以下に考察する。

負剛性滑り支承の凸曲面を滑り材が摺動するときの鉛直変位は、滑り板の曲率半径の大きさと水平変位量に依存する。その水平変位に対する鉛直変位の関係は次式で表される。

$$\begin{aligned} z &= R - R \cdot \cos \theta \\ &= R(1 - \sqrt{1 - \sin^2 \theta}) \\ &= R(1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{R^2}}) \end{aligned} \quad (4.1)$$

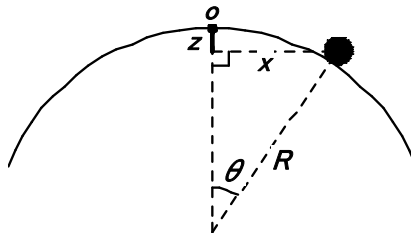
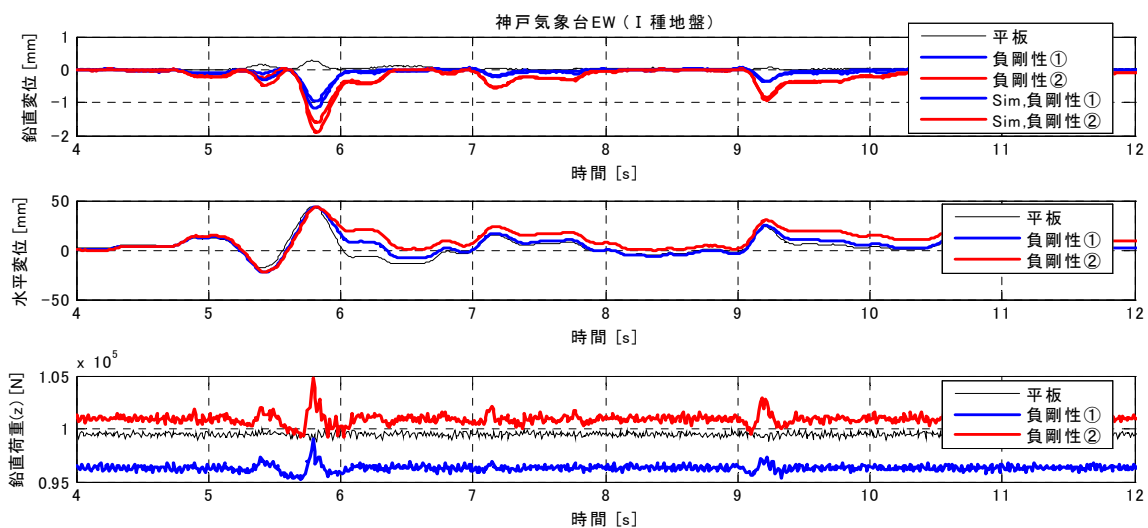


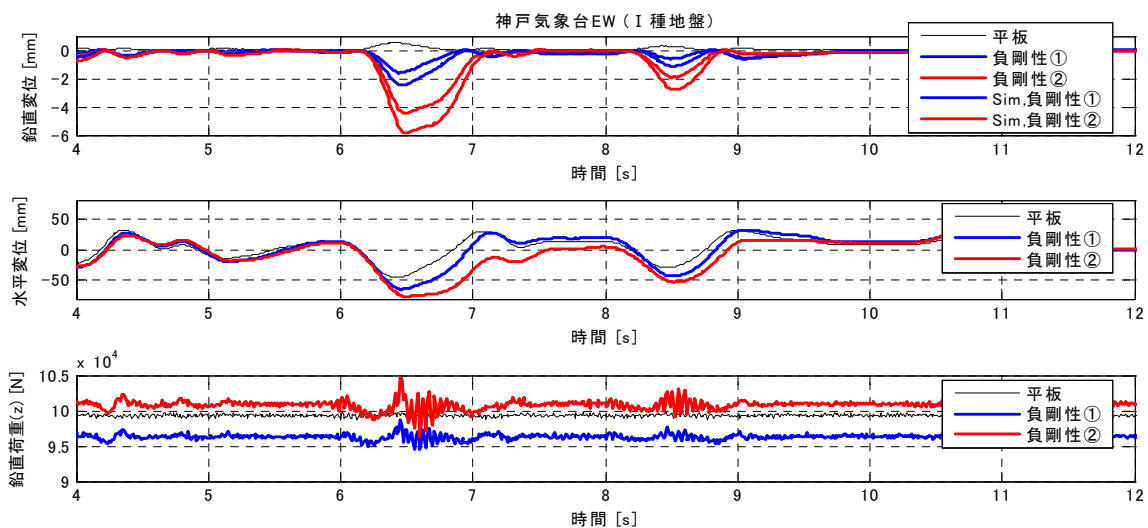
図 4-35 曲面上の鉛直変位

ここで、計測された桁の相対水平変位を式(4.1)に代入して計算される想定波形と計測した鉛直変位波形を重ねた主要動付近（4s～15s）の結果を図 4-36 に示す。神戸気象台 EW 波(図 4-36(a))について、5.8s 付近の水平変位が大きい範囲では、平板すべり支承の鉛直変位は 0.28mm 増加しているが、鉛直荷重の変動は見られない。また、鉛直変位と水平変位の波形は連続的に滑らかに変動していることから、この鉛直変位の増加現象は、滑り材を支える球面軸受と球面軸の製作上の嵌め合い許容差による回転特性によりすべり材の上部にある桁のずれや回転が影響していると考えられる。さらに、負剛性①と②の鉛直変位についても、鉛直荷重が変動するほどの範囲では、それぞれの想定した鉛直変位よりも計測値の方が大きくなっており、それ以外の範囲ではその差は見られず一致している。この時の計測波形と想定波形にはスティックスリップのような乱れがなく、連続的で定性的に一致していることから、平板すべりの場合と同様の理由によるものと考えられる。この現象は、JR 鷹取駅 EW(Ⅱ－Ⅱ－2)と東神戸大橋(Ⅱ－Ⅲ－2)についても定性的に同様であるといえる。

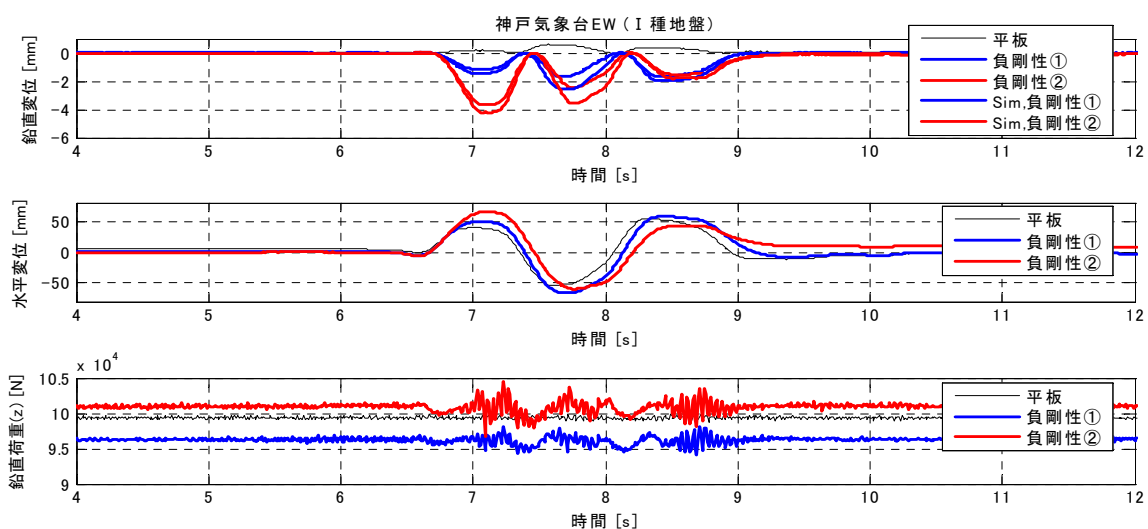
以上のことから、地震波加振時の滑り材は凸曲面上から離れることなく滑り板に追従していると考えられる。



(a) 神戸気象台 (Ⅱ - I - 2)



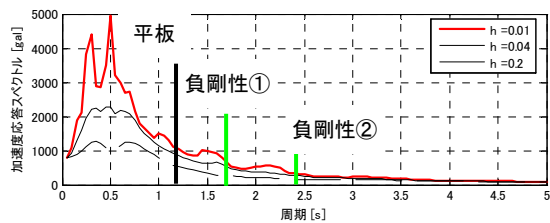
(b) JR鷹取駅EW (Ⅱ - Ⅱ - 2)



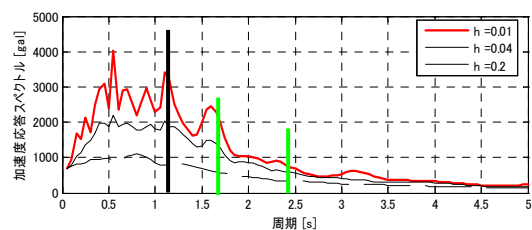
(c) 東神戸大橋 (Ⅱ - Ⅲ - 2)

図 4-36 曲面上の鉛直変位

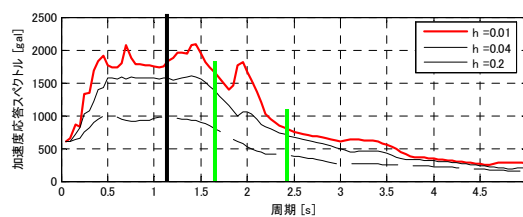
これらの周期について注目し、それらの応答傾向を図 4-31 に示す加速度応答スペクトル ($h=0.2$) からみると、どのタイプの地震波の場合も、平板、負剛性①、負剛性②の順に応答加速度が低下している。つまり、減衰効果について定量的に考慮できないが、支承タイプによる長周期化による傾向として実験結果 (図 4-30) と定性的に一致している。



(a) 神戸気象台 (II-I-2)

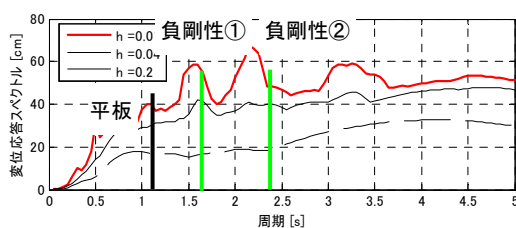


(b) JR 鷹取駅 (II-II-2)

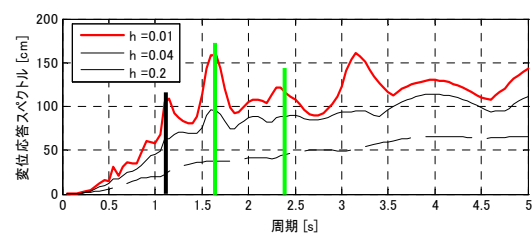


(c) 東神戸大橋 (II-III-2)

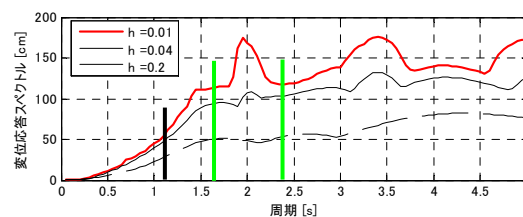
これらの周期について注目し、それらの応答傾向を図 4-33 に示す変位応答スペクトル ($h=0.2$) からみると、(a)神戸気象台の場合は、平板、負剛性①、負剛性②の応答変位はほとんど変化しておらず、(b)JR 鷹取駅の場合は、平板、負剛性①、負剛性②の順に応答変位がなだらかに増加しており、(c)東神戸大橋の場合は、負剛性①の応答変位が平板よりも増加し、負剛性①と負剛性②の応答変位はほとんど同じとなっている。つまり、減衰効果について定量的に考慮できないが、支承タイプによる長周期化による傾向として応答変位の実験結果 (図 4-32) と定性的に一致している。



(a) 神戸気象台 (II-I-2)



(b) JR 鷹取駅 (II-II-2)



(c) 東神戸大橋 (II-III-2)

4. 6 振動台実験の再現解析

要素実験の結果を基にパッシブ負剛性すべり支承をモデル化し、そのモデルを振動大実験に適用した場合について解析を行い、その適合性について検討する。

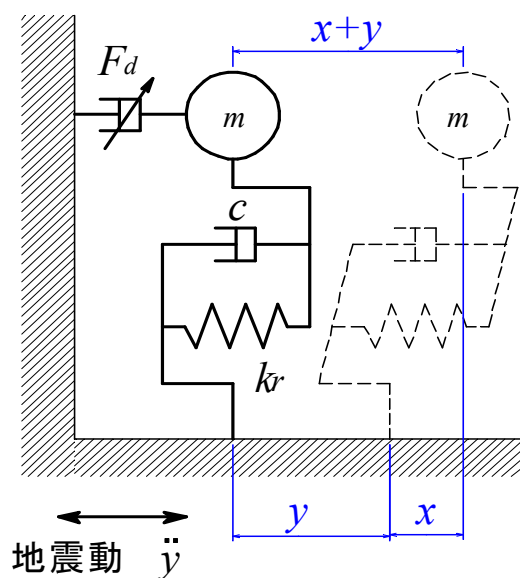
4. 6. 1 解析モデル

本解析は、振動台実験を1質点モデルとして解析を行う(図4-37)。桁の重量は3分力計による計測値とし、ダンパーを付加しない状態の固有周期は、平板タイプ供試体による正弦波加振実験で得られた滑り支承以外の履歴曲線の等価剛性より算出したものを用いる。また、粘性係数も、同様に履歴曲線から算出した減衰定数：0.04を用いる。

解析する供試体は平板タイプ、負剛性支承①、負剛性支承②の3タイプとし、ダンパーの剛性は、それぞれの供試体での振動台正弦波加振実験により計測されたものを用いる。また、動摩擦係数は実験より得られた値を基に決め、一次剛性($K1$)を4000 N/mmとする。

解析に使用する入力地震波は、振動台実験により計測された振動台テーブルの加速度波形を基線補正²³⁾したものを用い、振動台実験を行った地盤タイプの異なる3種類のケースについて解析する。解析に適用した物性値を表4.10に示す。また図4-38～図4-40に入力加速度波形とその応答スペクトルを示す。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + F_d + kr \cdot x = -m\ddot{y} \quad (4.2)$$



<記号>

m : 質量

c : 粘性係数

kr : ばね定数

x : 質点の相対変位

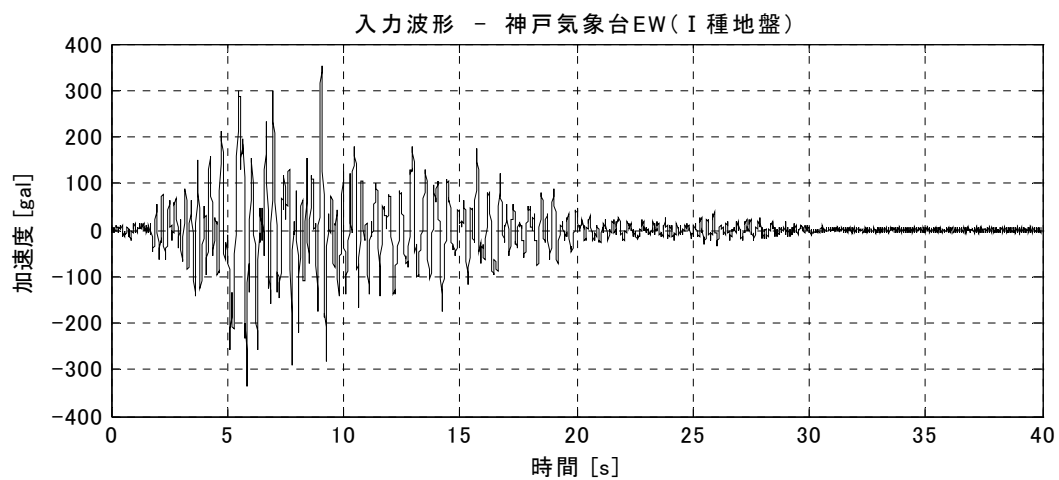
y : 地震動の変位

F_d : ダンパー装置の抵抗力

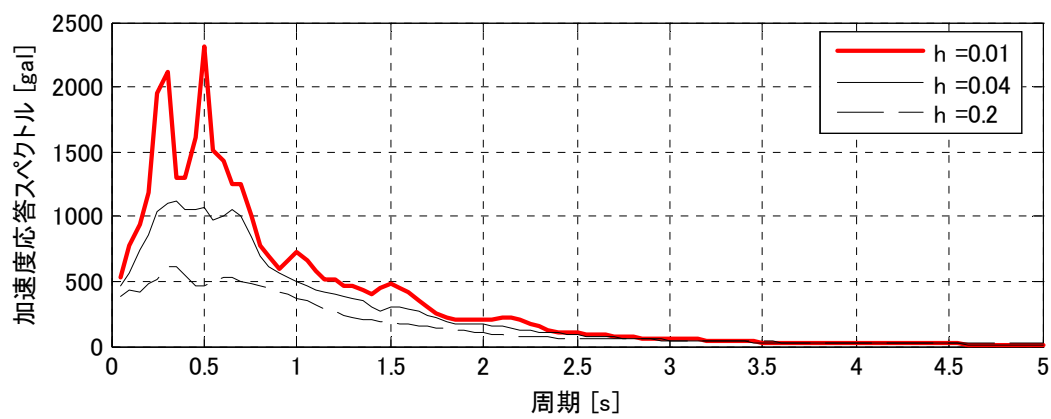
T : F_d が無付加時の固有周期

表 4.11 モデル

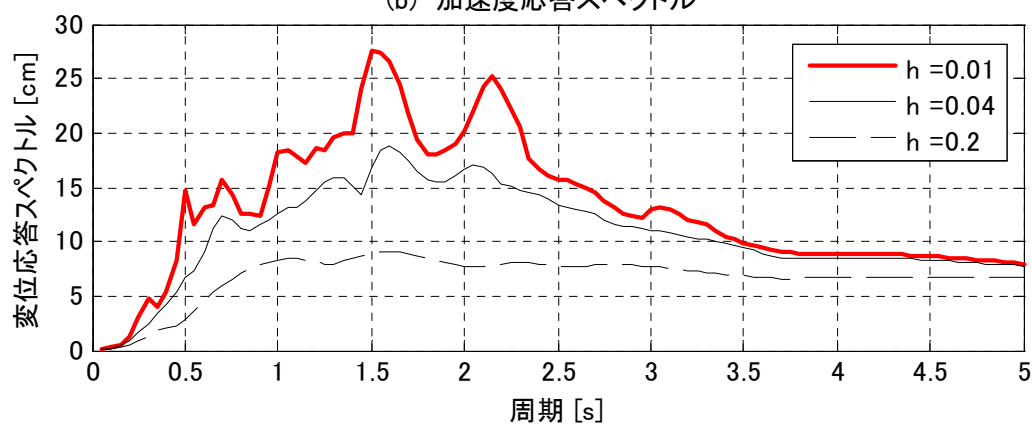
	記号	設定値
質量	m	10 [ton]
減衰率	h	0.04
固有周期	T	1.25 [s]



(a) 加速度

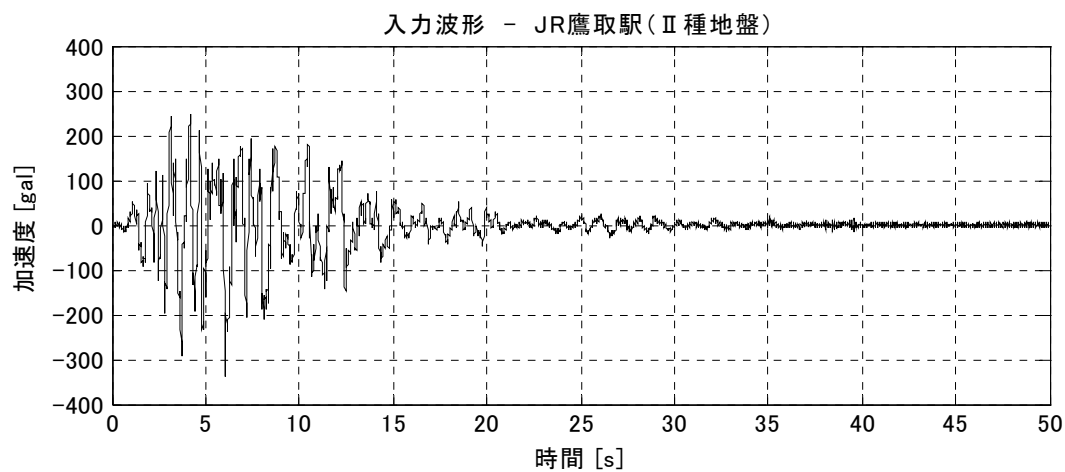


(b) 加速度応答スペクトル

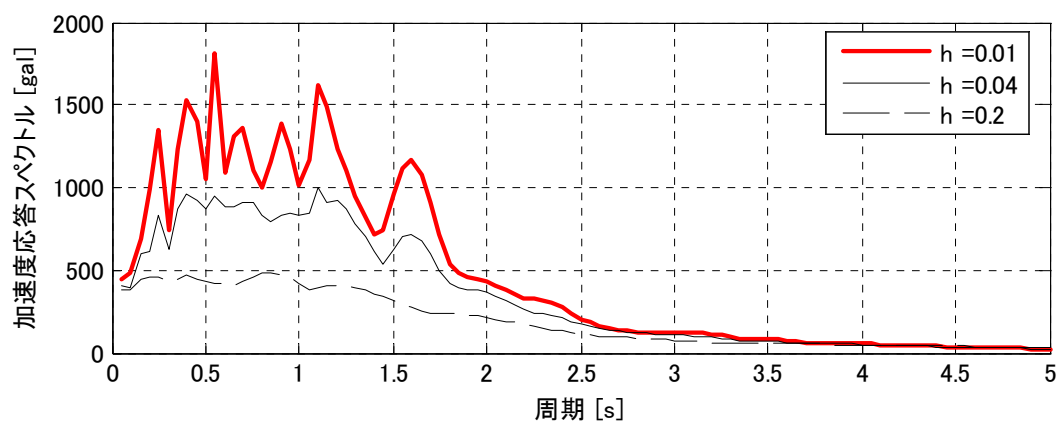


(c) 変位応答スペクトル

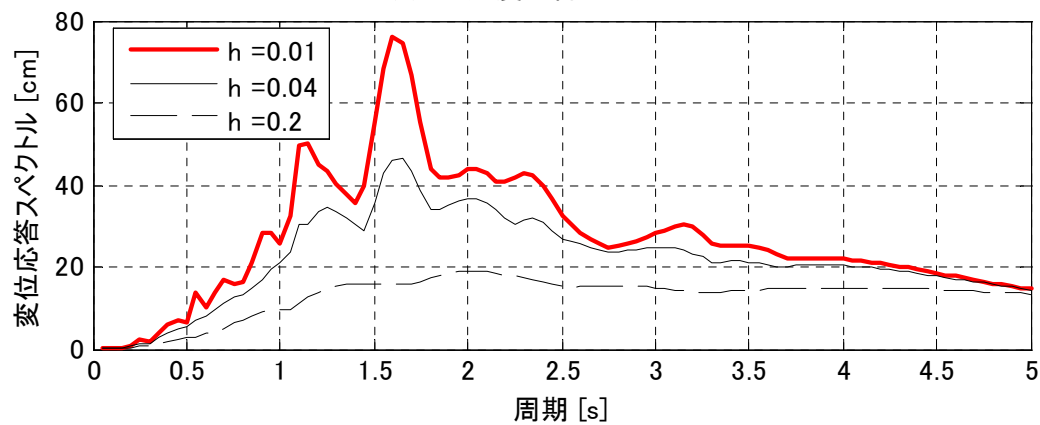
図4-38 神戸気象台EW気象 (I 種地盤)



(a) 加速度

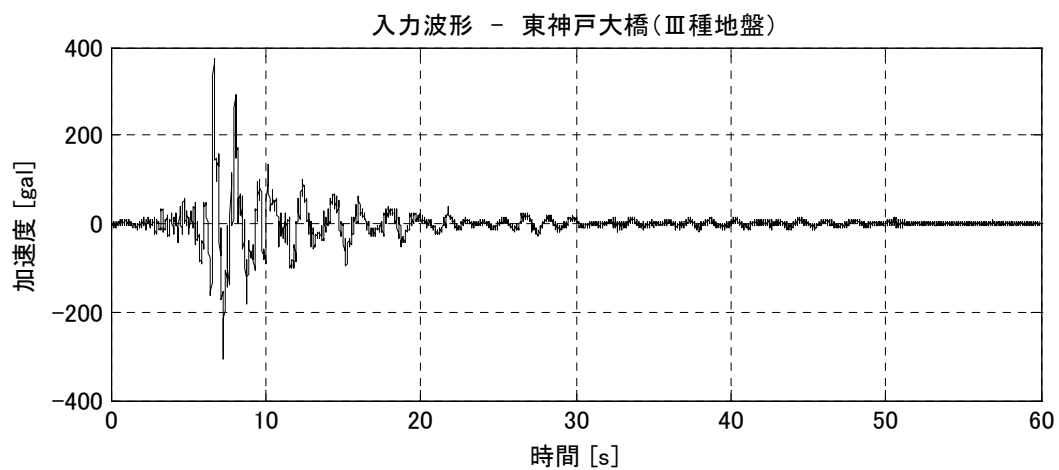


(b) 加速度応答スペクトル

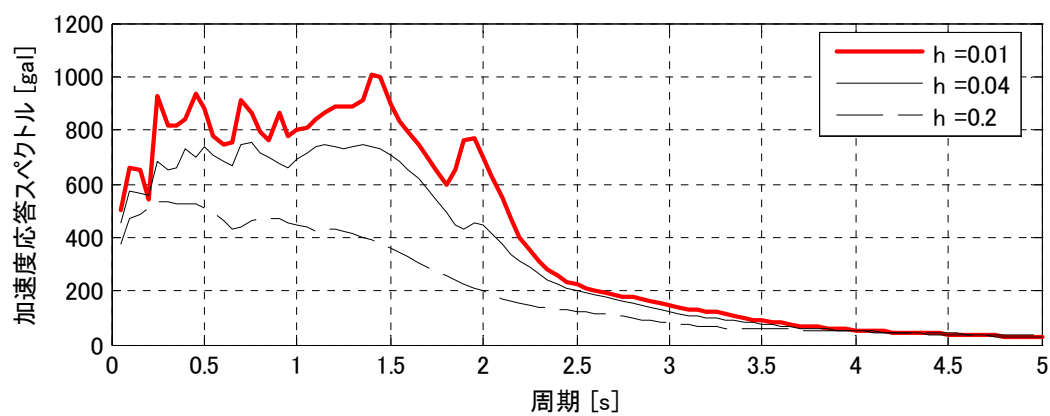


(c) 変位応答スペクトル

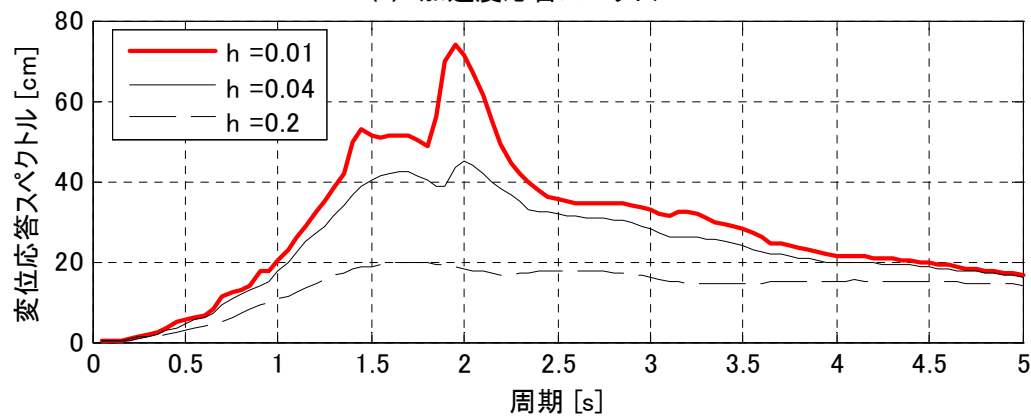
図4-39 JR鷹取駅EW(Ⅱ種地盤)



(a) 加速度



(b) 加速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル

図4-40 JR鷹取駅EW(Ⅱ種地盤)

4. 6. 2 解析結果

振動台実験の再現解析の結果を以下に示す.

図 4A-43～図 4A-45 に平板すべり支承の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す.

図 4A-46～図 4A-48 に負剛性すべり支承①の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す.

図 4A-49～図 4A-51 に負剛性すべり支承②の時刻歴波形と履歴曲線の結果を示す.

表 4.12 に応答特性値の実験結果と解析結果を示す.

表 4.12 実験結果と再現解析結果

入力波	供試体	最大応答加速度 [gal]		最大応答変位 [mm]		入力エネルギー [kN-mm]	
		実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値
神戸気象台EW	平板	241.1	269.3	40.5	42.3	4252	3971
	負剛性①	192.1	210.8	41.4	42.2	4240	3625
	負剛性②	160.7	168.9	43.2	43.5	3928	3594
JR鷹取駅EW	平板	255.0	275.3	48.8	47.4	7001	6812
	負剛性①	220.9	235.4	66.9	64.1	7778	7356
	負剛性②	193.9	200.1	74.8	74.4	7216	4725
東神戸大橋	平板	281.8	320.9	58.2	58.2	4646	4516
	負剛性①	224.0	251.0	66.4	67.1	5065	4897
	負剛性②	179.7	186.5	65.0	65.2	4363	3974

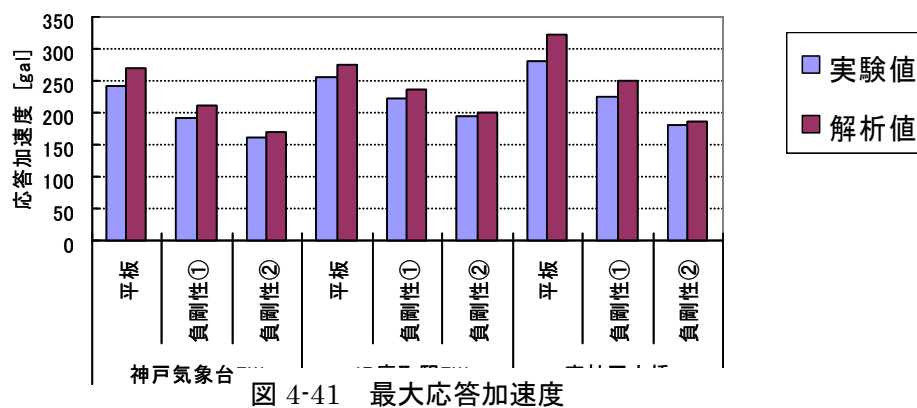


図 4-41 最大応答加速度

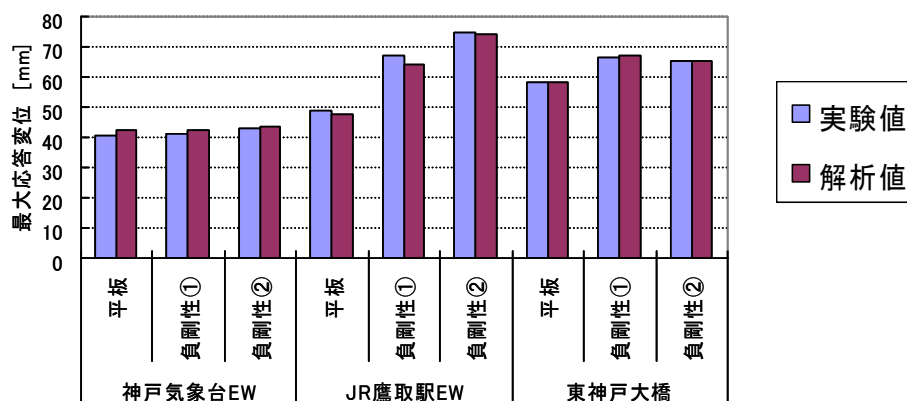


図 4-42 最大応答変位

4. 6. 3 解析考察

負剛性すべり支承をバイリニアモデルとしてモデル化して解析し、振動大実験結果と比較した結果について考察する。

桁の絶対加速度波形の結果は、入力地震波タイプや支承タイプによらず、実験値と解析値が非常によく一致している。また、桁の相対変位波形の結果もほとんどの試験条件において、実験値と解析値が非常によく一致している。入力エネルギーは、解析値の方が実験値よりもやや低くなっているが、ほぼ同等であるといえる。

ただ、負剛性②のⅡ・Ⅱ・2（Ⅱ種地盤）入力波の場合、桁の相対変位波形の結果をみると、最大応答変位は実験値と解析値がよく一致するが、全体的に解析値が小さくなって折り、変位のゼロ点に対して片側に偏っている。また、この場合の入力エネルギーの結果においても実験値と解析値に差がみられる。ここでみられる実験値との差については、摩擦力の速度依存性を考慮してモデル化することにより、低速度での応答特性を改善できると考えられる。

これらの結果より、全体として桁変位、履歴曲線、入力エネルギーにおいて比較的良い適合性が見られたといえる。

参考文献

- 1) 柴田明徳：「最新 耐震構造解析」，森北出版，1981
- 2) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」，2002
- 3) 岡本晋，深沢康晴，藤井俊二，尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.191-200，1995.4
- 4) 下田郁夫：球面すべり支承を用いた免震装置の開発，日本機械学会機械力学講演論文集，Vol.B，No.900-44，pp.400-403，1990.7
- 5) 池内邦江，村司真生，橘英三郎：すべり支承型免震構造の応答に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.653-654，2000.9
- 6) 遠山幸太郎，相沢寛：滑り免震構造の残留変位に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.655-656，2000.9
- 7) 日比雅一，高橋良和，家村浩和：なじみ現象を考慮した滑り型免震支承の摩擦係数変動モデルの開発，土木学会第 60 回年次学術講演会，pp.553-554，2005.9
- 8) Mulyo Harris Pradono："Seismic Safety Enhancement of Cable-stayed Bridges with Pseudo Negative Stiffness Dampers"，Ph. D. diss.，Kyoto Univ.，2003
- 9) Akihiro Toyooka："Development of the Inertia Force Driven Hybrid Loading System and Pseudo-Negative Stiffness Control Method for a MR Damper"，Ph. D. diss.，Kyoto Univ.，2002
- 10) 豊岡亮洋：加振機による実物大構造物の地震時挙動のシミュレーションに関する研究，卒業論文，京都大学，1998.
- 11) 豊岡亮洋：宇治実験施設における実物大構造物の加振システムの実験的検討，ライフライン構造ダイナミクス研究室ミニテーマ研究，京都大学工学研究科土木システム専攻ライフライン構造ダイナミクス研究室，1998.
- 12) 豊岡亮洋：バリアブルジョイントダンパーシステムを用いた実大構造物の震動制御，修士論文，京都大学大学院，2000
- 13) 久野雅祥，河村壮一，北澤功次，長島一郎：すべり支承を用いた免震工法—その 1 工法概要と基本的特性の検討—，大成建設技術研究所報第 20 号，pp.71-79，1987
- 14) 岡本晋，深沢泰晴，尾崎大輔，M.C.Constantinou，P.C.Tsopelas：すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集 No.507，pp.167-177，1995.1
- 15) 岡本晋，深沢泰晴，藤井俊二，尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集 No.513，pp.191-200，1995.4
- 16) Maria.Q.Feng，Susumu Okaoto：Shaking Table Tests on Base-Isolated Bridge with Sliding System，Proceeding of the 3rd U.S-Japan workshop on earthquake protective systems for bridges，pp.2-23-2-37，NCEER-94-0009，1994.
- 17) 日本機械学会編：「振動のダンピング技術」，養賢堂，1998
- 18) 田中寛人，五十嵐晃，家村浩和：多径間連続橋における類似負剛性セミアクティブ制御の適用の解析的検討，土木学会第 59 回年次学術講演会，pp.829-830，2004.9
- 19) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：免震およびダンパーブレースを用いた橋梁の耐震補強効果，第

- 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集, pp.67-72, 2004.5
- 20) Hirokazu Iemura, Mulyo Harris Pradono : Passive and semi-active seismic response control of a cable-stayed bridge, JOURNAL OF STRUCTURAL CONTROL, pp.189-204, 2002.9
- 21) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一 : 長大トラス橋の対震性向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.1-19, 2005.4
- 22) 矢田部浩, 運上茂樹 : すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察, 第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.427-430, 2004.1
- 23) 大崎順彦 : 「新・地震動のスペクトル解析入門」, 鹿島出版, 1997

第5章 結論

本研究では、構造物にダンパーを付加することによって免震・制震効果を持たせる場合において構造物の持つ復元力以上の負荷をダンパーが構造物に与えるというマイナス要因に着目し、それを軽減させることができるダンパー装置の実現を目的として、人工的な負の剛性特性に着目し、装置自体が固有の負剛性特性を有するパッシブ負剛性ダンパー装置の研究・開発を行った。負剛性の効果について従来型ダンパーとの比較解析および負剛性勾配の大きさによる効果について解析を行った。また、パッシブ負剛性ダンパーを提案するとともに試作機実験を実施し、負剛性ダンパーと免震支承を有する橋桁の模型を用いて振動台実験を行った。さらにそのパッシブ負剛性ダンパーをモデル化し、振動台実験の再現解析を行った。本研究より得られた結論を以下に示す。

負剛性ダンパーの履歴特性

負剛性ダンパーの力学特性について、理論的に検討した結果、以下の結論を得た。

- ・従来からの振動エネルギー吸収型ダンパーに対して、負剛性ダンパーを付加したシステムの等価剛性は低下し、固有周期が長周期化する。また減衰定数は増加する。
- ・負剛性履歴ダンパーを免震システムに適用することにより、従来型のダンパーを付加した場合よりも、最大作用地震力が軽減されることが理論的に示された。

負剛性ダンパーと従来型ダンパーの地震応答解析

負剛性ダンパーを付加した単純構造の地震応答特性を明らかにする為に、負剛性ダンパー($-0.9 \times kr$)と3種類の従来型ダンパー（粘性線形ダンパー、弾塑性ダンパー、摩擦ダンパー）について地震応答解析を行った。構造体の固有周期を0.5 sから5.0 sまで変化させ、さらに入力地震波を地盤が異なるⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤について行った。このシミュレーション解析により従来のパッシブダンパーと負剛性ダンパーとの効果を比較した結果、以下の結論を得た。

- ・負剛性ダンパーを適用した場合、システムの見かけの剛性は従来の摩擦ダンパーよりも低下し、長周期化する。その結果、応答加速度が相対的に低減し、逆に応答変位が増加する傾向があるが、地震波タイプや固有周期の範囲によっては、負剛性ダンパーを適用することにより、従来型ダンパーよりも応答加速度と応答変位を同時に低減できる適用条件があった。

- ・地震波のタイプによる傾向として，Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種と地盤が軟弱になるほど，負剛性ダンパーの最大応答加速度の低減効果は大きく，従来型ダンパーとの差が顕著になる．また，逆に負剛性ダンパーの最大応答変位は，Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種と地盤が軟弱になるほど，増加する傾向がある．

負剛性ダンパーの負剛性値を変化させた地震応答解析

負剛性ダンパーの負剛性値の違いによる地震応答特性を明らかにする為に，摩擦タイプの負剛性ダンパーの剛性値を，負剛性値の大きさを構造体の剛性に対して $0 \sim -0.9$ 倍に変化させて解析を行った．また，構造体の固有周期を 0.5 s から 5.0 s まで変化させ，入力地震波を地盤が異なるⅠ種，Ⅱ種，Ⅲ種地盤について応答解析を行った結果，以下の結論を得た．

- ・復元力の固有周期が 0.5 s のように負剛性による長周期化の効果が得にくい条件の場合，地震波のタイプによる傾向として，Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種と入力地震波の地盤が軟弱になるほど，応答加速度の低減効果が小さくなる．また，応答変位は，入力地震波の地盤が軟弱になるほど，負剛性の倍率の増加に伴い増加する傾向がある．
- ・復元力の固有周期が 0.5 s より大きい場合については，地震波のタイプによる傾向として，Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種と入力地震波の地盤タイプに関わらず，付加する負剛性の倍率が大きいほど，応答加速度が低減する．応答変位は，固有周期が $0.5 \text{ s} \sim 2.0 \text{ s}$ 以外については，入力地震波の地盤タイプに関わらず，ほとんど変化しない．
- ・地震波タイプや固有周期の範囲によって，また負剛性の大きさによっても応答特性は異なるが，復元力の固有周期が $1.5 \sim 2.0 \text{ s}$ の範囲では，従来型のダンパーよりも，負剛性ダンパーの方が，応答加速度の低減効果が優れており，それは負剛性の勾配が大きいほど顕著である．また，応答変位は従来型ダンパーよりも増加する傾向があり，その増加傾向は復元力の固有周期と入力地震波タイプによって異なる．ただし，応答変位の増加傾向については，入力地震波や復元力の固有周期によっては，応答変位が増加しない条件があることがわかった．

パッシブ負剛性ダンパーの提案と試作実験

本章では，滑り摩擦抵抗力を利用したパッシブ負剛性履歴ダンパーの機構を考案し，それに基づくパッシブ負剛性摩擦ダンパーを提案した．また，その試作機によるパッシブ負剛性摩擦ダンパーの要素実験を実施した結果，以下の結論を得た．

- ・負剛性の発生原理を考案した．
- ・曲面上の滑り摩擦装置による固有の負剛性を備えたパッシブ負剛性摩擦ダンパーの原理を考案し，

パッシブ負剛性摩擦ダンパー装置を提案した。

- ・実験により得られた履歴曲線の二次剛性は負勾配を示し、その二次剛性は、水平変位振幅によらずほぼ同じで、安定した履歴特性が得られた。
- ・提案した負剛性ダンパー装置の回転構造について、回転体と回転軸受け間の隙間や回転遅れが無く、滑り材が曲面滑り板上から離れることなく追従する構造であることが実験的に確認できた。また、滑り材が曲面滑り板上を動く際に生じる鉛直変位の変動特性について、滑り材の水平変位と鉛直変位の関係式より、理論と実験結果の整合性が確認され、滑り材が曲面板上に追従していることがわかった。
- ・提案したパッシブ負剛性摩擦ダンパーの試作機による要素実験の結果、パッシブ負剛性摩擦ダンパーの負剛性値は、実験値と設計値が定量的に一致し、提案したパッシブ負剛性摩擦ダンパーの理論が実際に成り立つことが証明された。
- ・すべての実験ケースでの二次勾配は負勾配を示し、水平変位振幅によらず履歴が重なり、安定した負剛性履歴特性が得られた。
- ・開発した負剛性摩擦ダンパーについて、その実験値と設計値が定量的にほぼ一致していることがわかった。これより、提案した負剛性摩擦ダンパーの理論が実際に成り立つことが証明された。

振動台地震応答試験

要素実験により性能確認されたパッシブ負剛性ダンパー装置と復元力装置（積層ゴム）を組み合わせたシステムを実際の構造物に適用した場合を想定し、振動台実験によりその特性を確認した。ここでは対象モデルとして橋梁構造物の免震システムを想定し、橋脚と橋桁間に免震装置を設置した1質点モデルし、免震装置として、パッシブ負剛性すべり支承を適用した。供試体は、従来型の平板すべり支承と負剛性すべり支承（2タイプ）とし、従来型との相対的な性能を比較した。試験条件は、正弦波加振による基本特性試験と想定地震波加振（Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤）試験を実施した。また、振動大実験の負剛性すべり支承をバイリニアモデルとしてモデル化し、その再現解析を行い、実験結果と解析結果との整合性について検討した。以上の実験と解析の結果から以下の結論を得た。

正弦波加振実験

- ・計測されたダンパーの剛性は、平板、負剛性①、負剛性②のどの滑り支承タイプについても、ほぼ設計値と一致し、振動台実験の正弦波加振実験においても、開発した負剛性滑り支承の理論と実験値との整合性が確認でき、提案したパッシブ負剛性滑り支承の性能が機能することが実証された。

- ・正弦波加振実験 ($f=0.5\sim 5$ Hz) の結果より、どのすべり支承タイプにおいても桁の応答値が最大となる周波数が存在し、それぞれの最大応答周波数を比較すると、従来型平面すべり支承の場合よりも負剛性すべり支承の方が小さく、負剛性ダンパーの長周期化の効果が確認された。また、最大応答周波数における負剛性すべり支承適用時の応答加速度は従来型よりも低減し、応答変位はやや増加傾向が見られた。

地震波加振実験

- ・地震波加振実験より、負剛性滑り支承の方が従来の平面滑り支承よりも桁の最大応答加速度が低減し、またその負剛性滑り支承の負剛性値が大きいほど低減し、その低減効果は、地震波のタイプによらないことがわかった。これより、橋梁を模擬した振動台実験により、提案した負剛性摩擦ダンパーが従来の摩擦ダンパーよりも応答加速度低減効果が優れていることが明らかになった。

- ・桁の絶対変位は、従来型の平面すべりの場合よりも低減するが、桁の最大応答変位は、入力地震波のタイプによって異なり、Ⅰ種地盤地震波ではダンパーの負剛性値によらずほとんど変化せず、Ⅱ種およびⅢ種地盤では負剛性値の増加とともに増加した。これらの応答加速度と応答変位の特性は、入力地震波の応答スペクトル特性と負剛性による長周期化の傾向と定性的に一致した。

- ・地震波加振実験後の残留変位は、Ⅱ種地盤地震波ではみられないが、Ⅰ種、Ⅲ種地盤では負剛性が大きい供試体でのみみられた。復元力と負剛性のバランスを想定地震波の応答特性を考慮することにより、地震時の残留変位を抑制できる可能性が確認された。

- ・振動台による地震波加振実験により負剛性ダンパー適用時の桁の絶対応答加速度は、従来の平板すべり支承よりも低減し、また、負剛性が大きいほどその効果が大きいことがわかった。さらに、桁の応答変位は、地震波のタイプによって異なるが負剛性が大きいと増加する傾向があった。

- ・桁の応答変位は、負剛性の大きさによりシステムの履歴の固有周期が異なり、その程度により応答変位が異なる。また、その応答変位特性は応答スペクトル特性と負剛性による長周期化が影響しており、負剛性を付加して長周期化した場合でも、応答変位が増加しない条件があることがわかった。

再現解析

- ・負剛性すべり支承をバイリニアモデルとしてモデル化して解析し、振動台実験結果と比較した結果、桁変位、履歴曲線、入力エネルギーにおいて比較的良い適合性が見られ、解析モデルの妥当性が示された。

以上の結論より，本研究で提案された新しいパッシブ型負剛性ダンパーを免震・制震システムに適用することにより，地震応答的にダンパーが構造物に与える負荷を従来のものよりも軽減できることが確認された．将来起こりうる巨大地震に対するインフラ構造物の耐震改修への適用では，既存構造物への耐震補強の負担を軽減させ，そのコストを抑えることや，これまで既存構造物の強度が低すぎて制震装置を付加できなかったものへの適用も考えられ，社会的貢献が期待できる．

本研究により実現不可能と言われた負剛性理論を擬似的では無く，固有な負剛性特性を備えた機構を発明し，負剛性ダンパーとして実現することができた．このパッシブ負剛性機構の実現は，これまでの機械分野および免震・制振分野における減衰装置の分類に属さない新たな位置づけとなる．この新しい負剛性理論および負剛性減衰装置の実現が，工学分野での新たな発展と影響を及ぼすものと期待される．

今後の課題

本研究の成果を踏まえ、負剛性ダンパーに関する研究について残された今後の課題について示す。

<実構造物への適用の検討>

- これまでに既存構造物の強度が低すぎたために、従来型の制震装置では適用できなかった構造物に対しても、負剛性ダンパーであれば適用が可能になるものがあると考えられる。そこで、負剛性ダンパー免震システムを、実際の橋梁に適用することを想定し、そのすべての橋脚、または部分的に適用した場合の地震時の制震効果を解析的に検討する。その検討で考慮する条件としては、橋梁のタイプ、負剛性値、降伏荷重、固有周期などが考えられる。

さらに、従来からある正の剛性および剛性を備えていない減衰装置に加え、負の剛性を備えたパッシブ型装置を実現したことにより、それらの正・ゼロ・負の剛性の装置を対象とする構造物の特性に合わせて適切に組み合わせて設置することにより、これまでよりも設計の適用範囲が拡大すると考えられる。その組合せによる構造物全体の制震効果について解析的に検討する。

- 橋梁構造物に適用する場合、温度伸縮により滑り材が中心位置からずれが生じる。これに対する装置の改良が必要となる。例えば、凸曲面滑り板の頂点付近を平らにすることが考えられる。
- 直下型地震などに対して、鉛直荷重の変動による摩擦特性の変化や、鉛直方向の変位抑制装置を検討する必要がある。

<凸曲面滑り特性の検討>

- 今回開発した凸曲面の滑りについて、適用する滑り材のタイプによって摩擦係数の速度依存性が異なる。平面の場合とは異なり、滑り板の曲率半径や回転体の大きさによる滑り特性および地震時の応答特性について検討する。

<装置の限界性能の検討>

- 開発した負剛性滑り支承は、凸曲面滑りと復元力装置の組合せとなって居る。凸曲面滑りでは、曲面上の頂点位置から滑り材部分が遠ざかるに従い、重力の影響を受け、落下しようとする力が働くが、その一方で、復元力装置はその変形を中心位置である頂点に戻そうとする力を発生させるものとの組合せとなっている。実際の構造物に負剛性ダンパーを適用する場合、従来型ダンパーよりも応答加速度が低減されるが、最大応答変位に対する許容ストロークの設定が重要となる。それゆえに、実設計に必要な復元力と負勾配のバランスとその限界特性について検討する。

謝 辞

まず、本論文の指導教官である京都大学の家村浩和先生には、本研究を通して多大なご指導をしていただきました。先生が提案しておられる負剛性ダンパーの理論について、これまで実現不可能とされたパッシブ装置の実現という難題かつ魅力的な研究テーマを進めてきました。予想されたとおり研究当初から、なかなか成果がでない状態が続きましたが、あることを期に、目標へ近づくことに成りました。家村浩和先生には基礎理論から解析、そして装置の開発と実験と、様々な過程において、多大なご指導とご助言をいただきましたことを深謝いたします。

また、京都大学防災研究所の鈴木祥之先生、京都大学の五十嵐晃先生には、免震装置の解析および実験に関しまして、多大な御助言、ご指導いただきましたことを深謝いたします。

新デバイスの開発にあたりましては、オイレス工業株式会社の下田郁夫氏、技術開発部の池永雅良氏、宮崎充氏には、免震装置の研究開発を進めるにあたって全般的にご指導およびご助言をいただきましたことを深謝いたします。また、すべり材の製作につきましては、ユニプラ株式会社の恩田彰氏にご協力いただき、また性能試験・計測などにつきましては、オイレス工業株式会社の長田修一氏にご助言いただきましたことを感謝いたします。

本研究の振動台実験にあたっては、京都大学大学院 工学研究科 都市社会工学専攻ライフライン工学講座 構造ダイナミクス研究室の豊岡先生より多大な御指導および御協力をいただきましたことを深謝いたします。また同時に、実験実施にあたっては、修士 2 回生の徳岡真司氏、学部 4 回生の森本慎二氏をはじめとする同研究室の学生諸子、京都大学防災研究所の市川信夫氏およびオイレス工業株式会社の仲村崇仁氏の補助など、協力いただきましたことを感謝いたします。

さらに、シミュレーション解析にあたっては、京都大学大学院 工学研究科 都市社会工学専攻ライフライン工学講座 構造ダイナミクス研究室の Mulyo Harris Pradono 氏およびオイレス工業株式会社の加地孝敏氏より多大な御指導、御協力いただきましたことを深謝いたします。

また、本論文をまとめるにあたり、日頃よりオイレス工業株式会社の技術開発部の皆様には様々な配慮をしていただきましたことを感謝いたします。青木孝雄顧問には、研究の進め方などについて的確に多大なご助言をいただきましたことを深謝いたします。また、最後に日頃より陰ながら支えて頂きました母：厚子、姉：朝子、兄：律雄に感謝するとともに、研究を通して社会に貢献することを目指し、今後の躍進を誓います。

実験データ

平面すべり支承

正弦波, 0.5 Hz

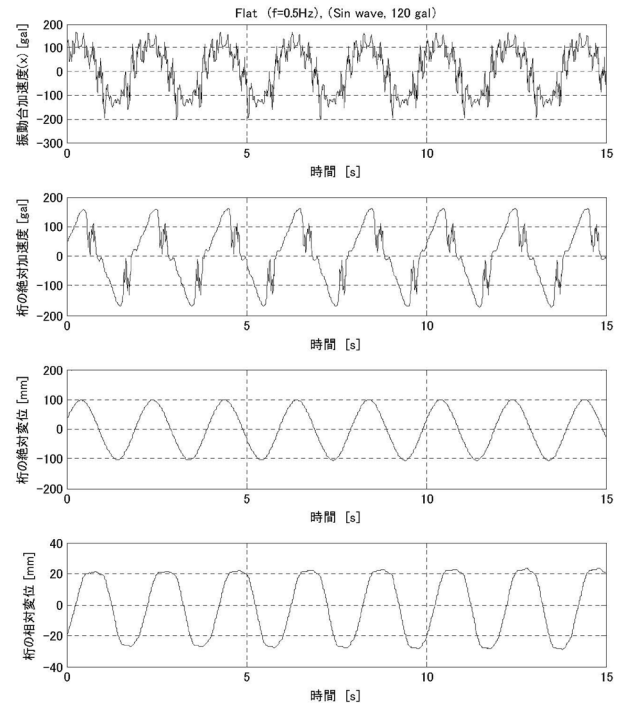


図 4A-1-1 時刻歴波形(正弦波)

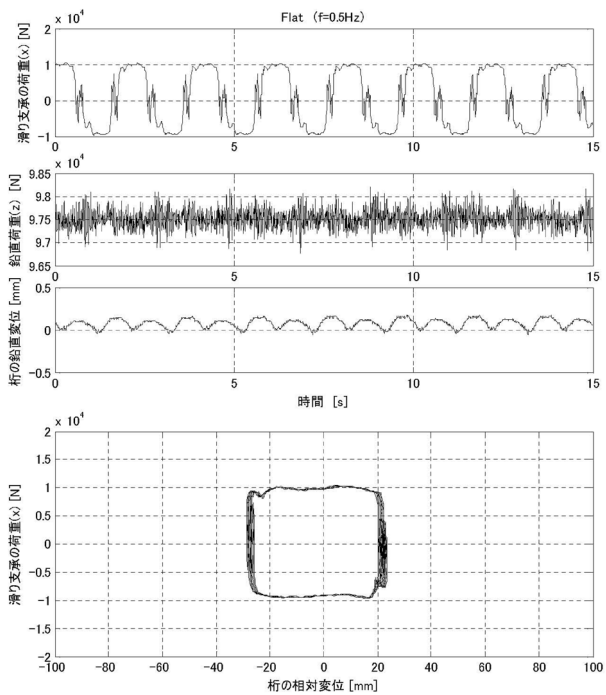


図 4A-1-2 すべり支承(正弦波)

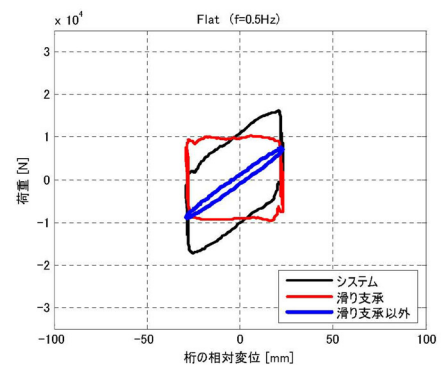


図 4A-1-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 0.6 Hz

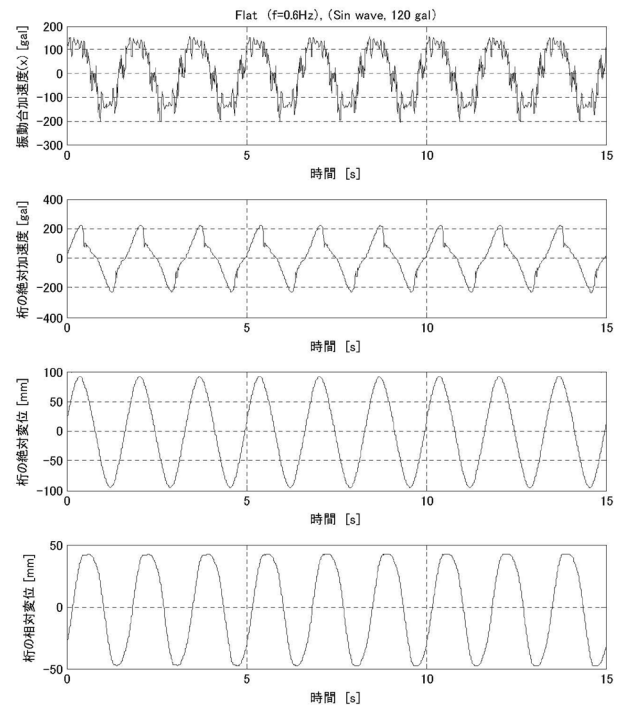


図 4A-2-1 時刻歴波形(正弦波)

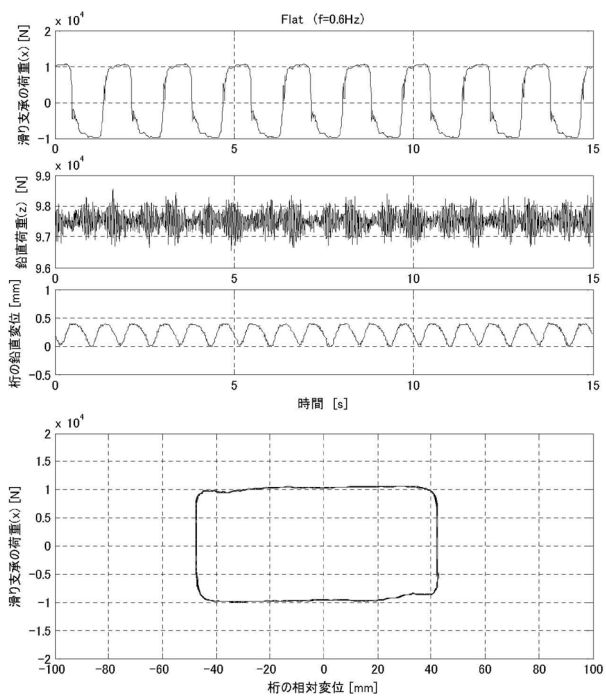


図 4A-2-2 すべり支承(正弦波)

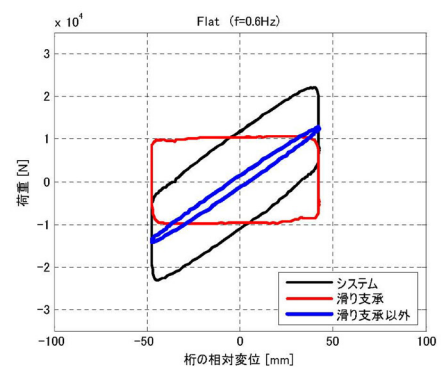


図 4A-2-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 0.7 Hz

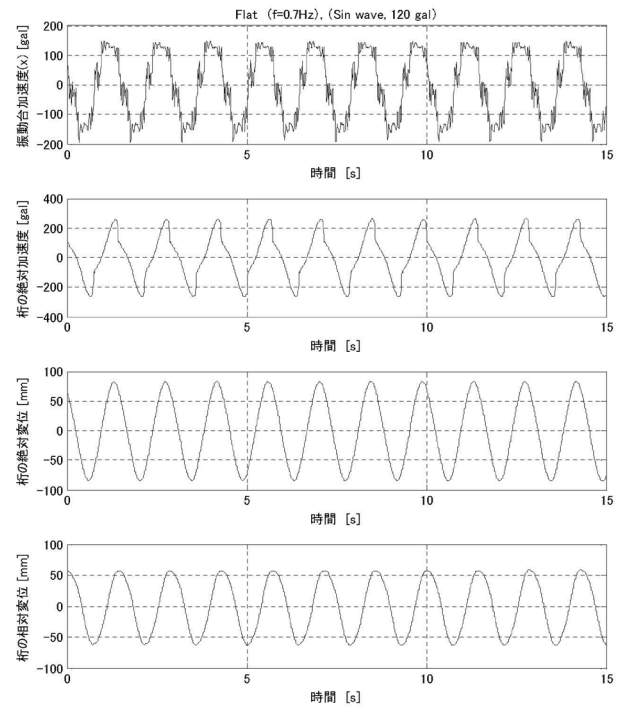


図 4A-3-1 時刻歴波形(正弦波)

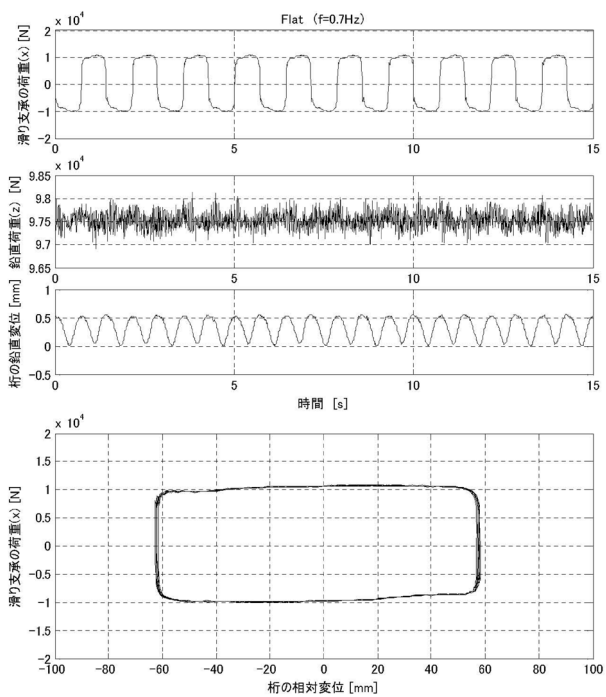


図 4A-3-2 すべり支承(正弦波)

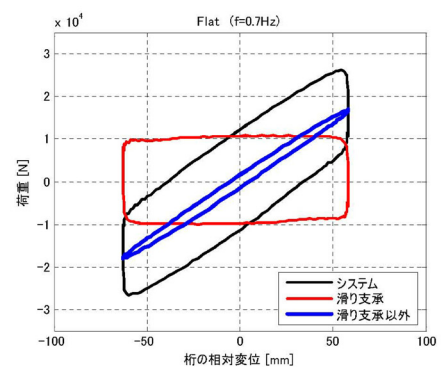


図 4A-3-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 0.8 Hz

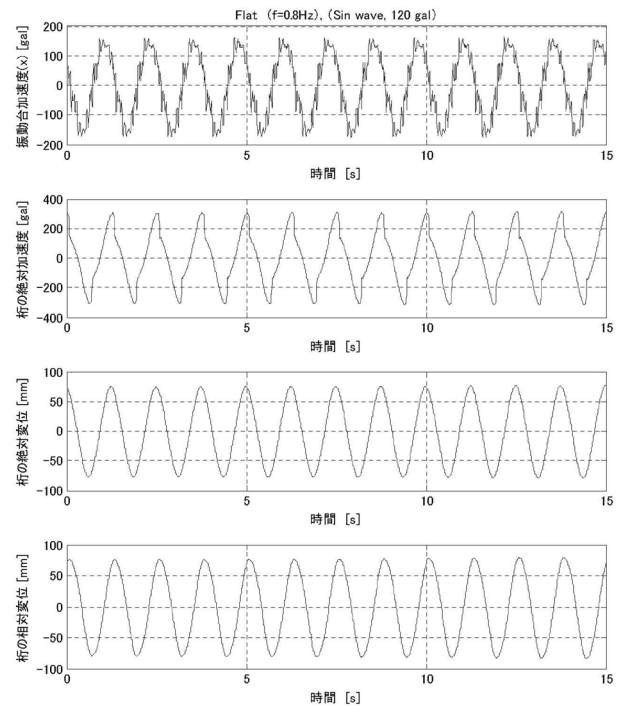


図 4A-4-1 時刻歴波形(正弦波)

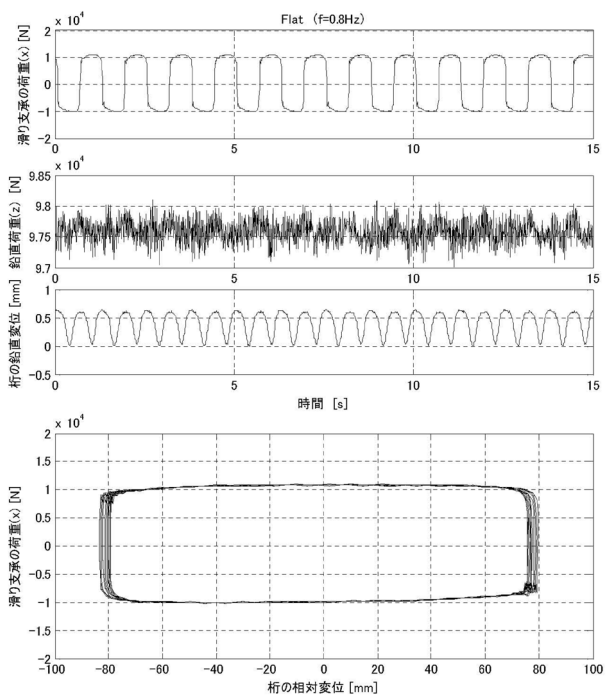


図 4A-4-2 すべり支承(正弦波)

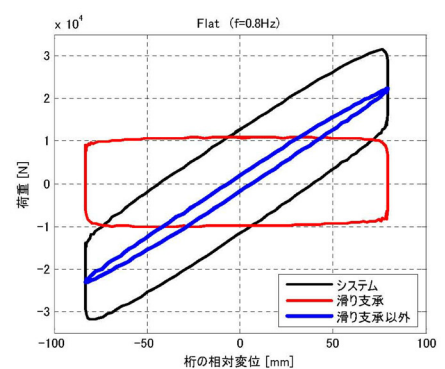


図 4A-4-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 0.9 Hz

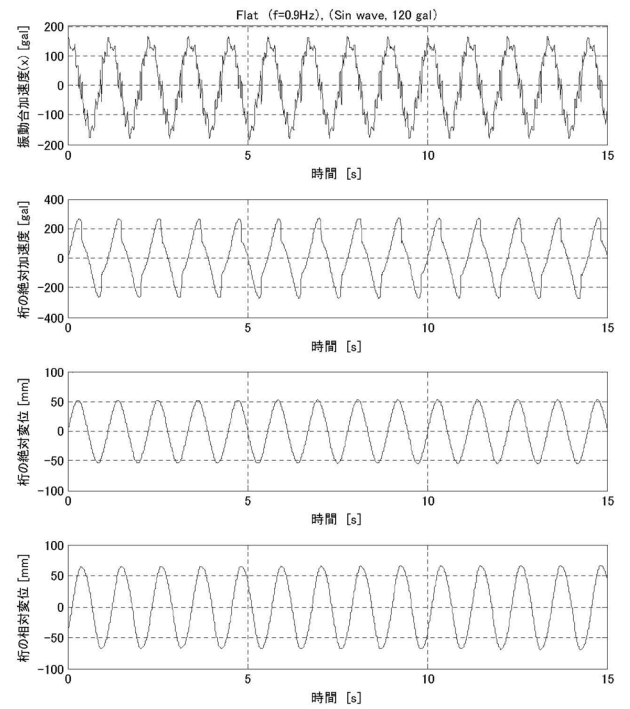


図 4A-5-1 時刻歴波形(正弦波)

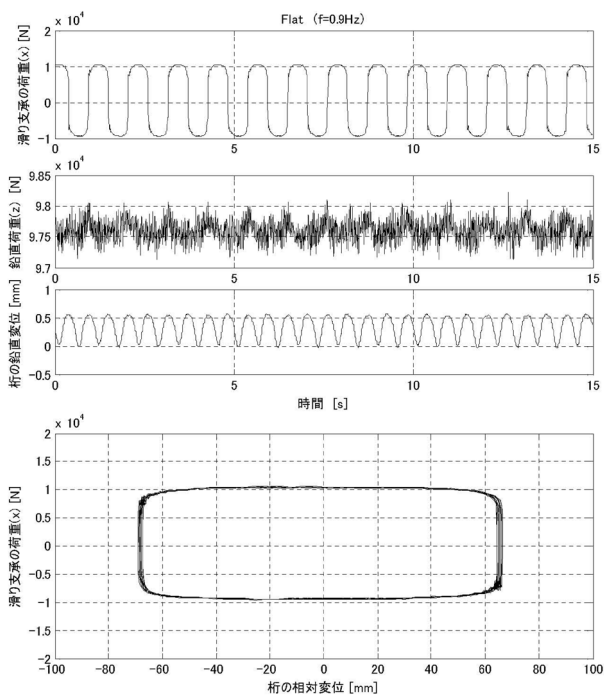


図 4A-5-2 すべり支承(正弦波)

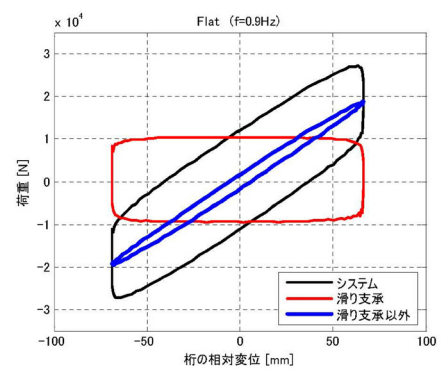


図 4A-5-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 1.0 Hz

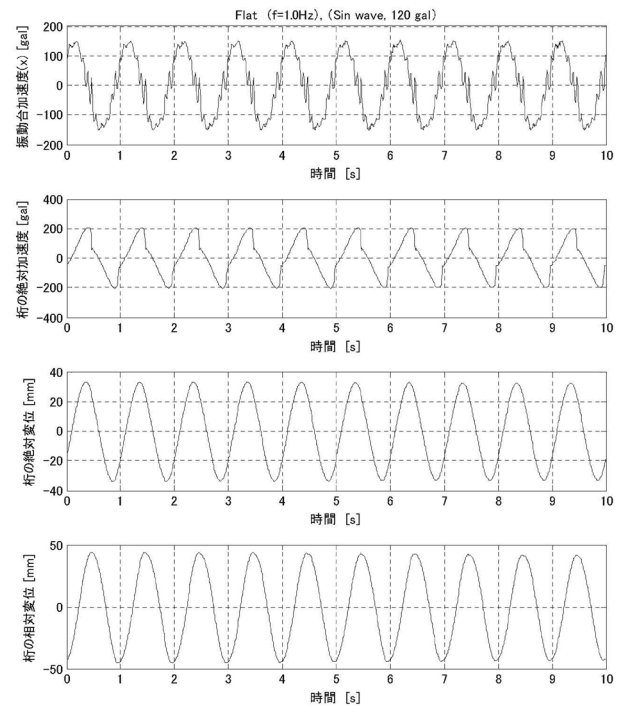


図 4A-6-1 時刻歴波形(正弦波)

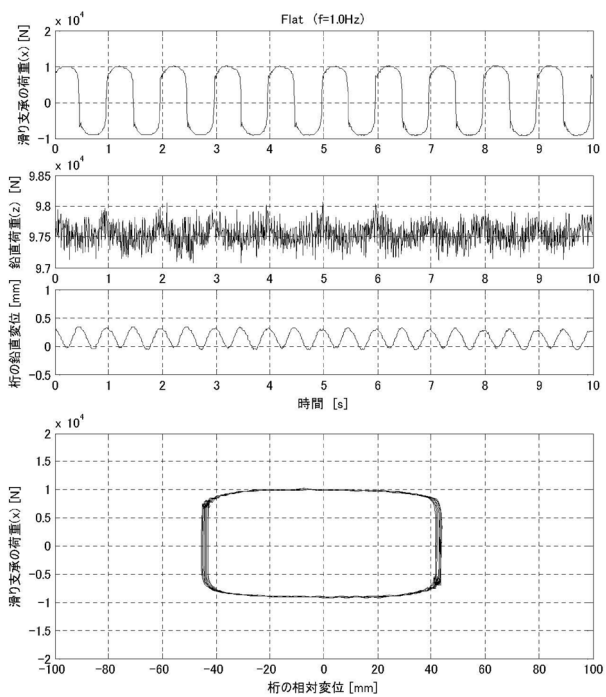


図 4A-6-2 すべり支承(正弦波)

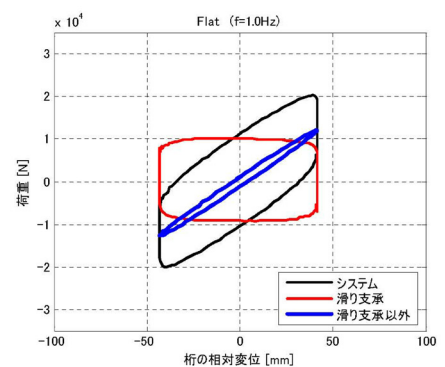


図 4A-6-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 1.1 Hz

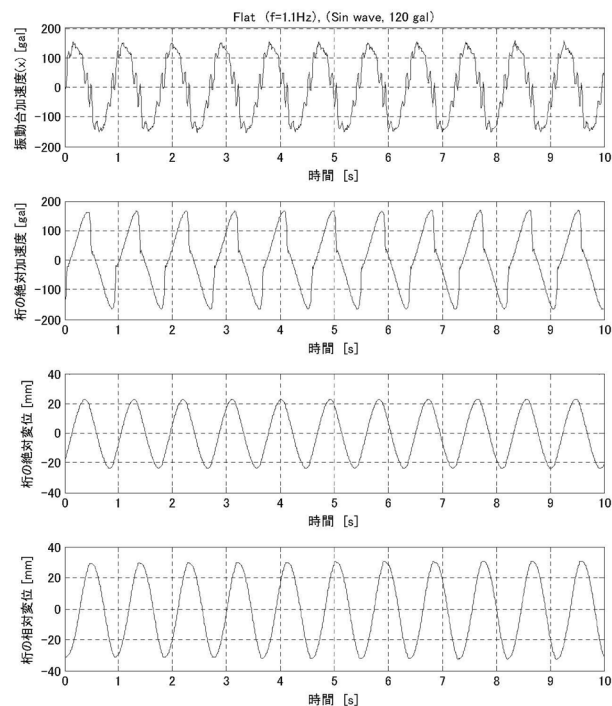


図 4A-7-1 時刻歴波形(正弦波)

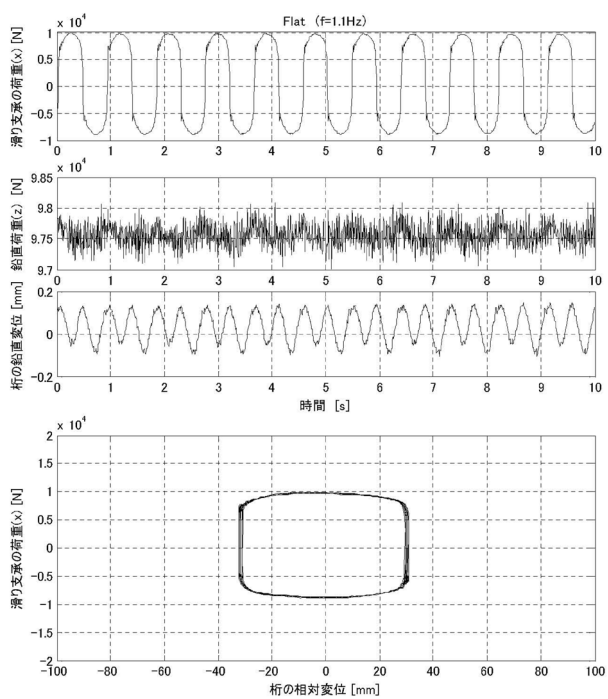


図 4A-7-2 すべり支承(正弦波)

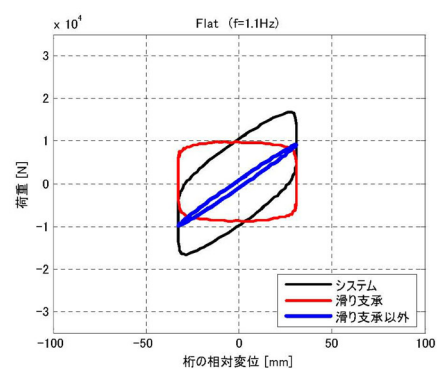


図 4A-7-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 1.2 Hz

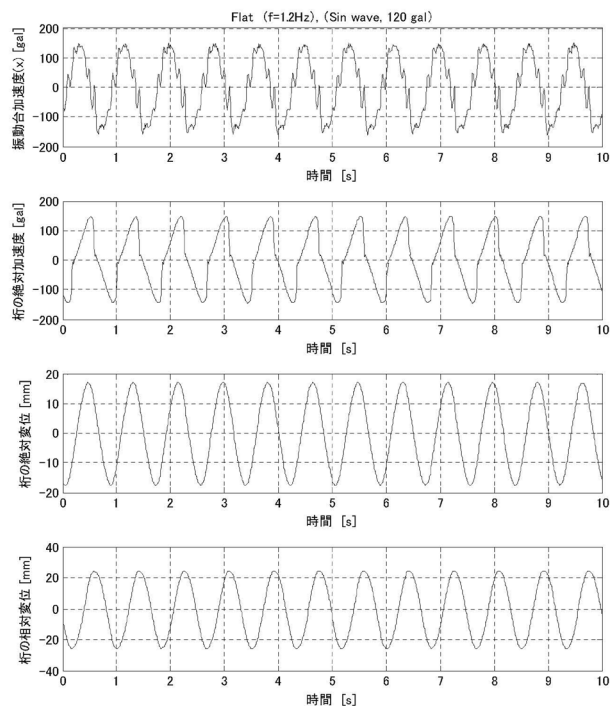


図 4A-8-1 時刻歴波形(正弦波)

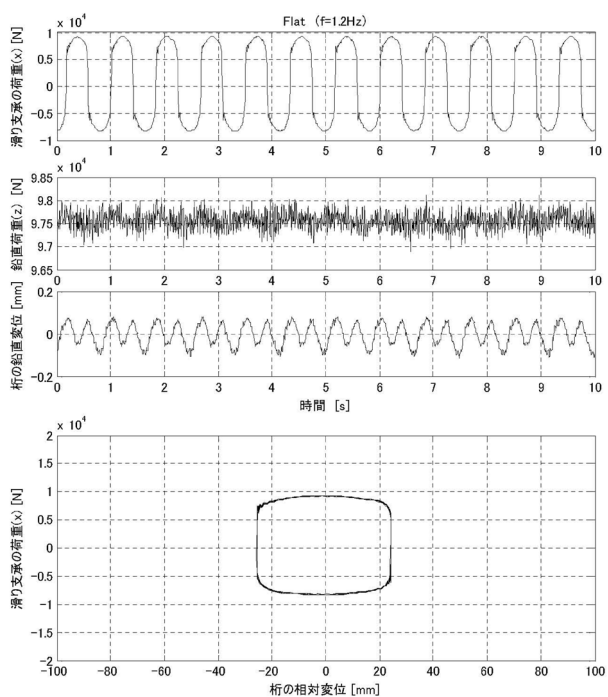


図 4A-8-2 すべり支承(正弦波)

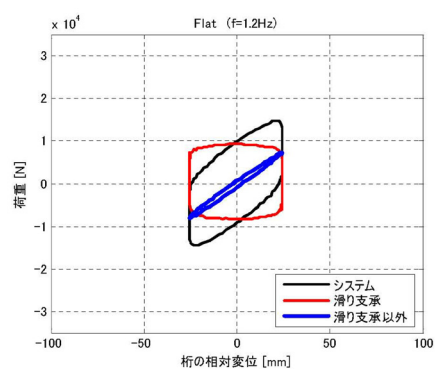


図 4A-8-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 1.3 Hz

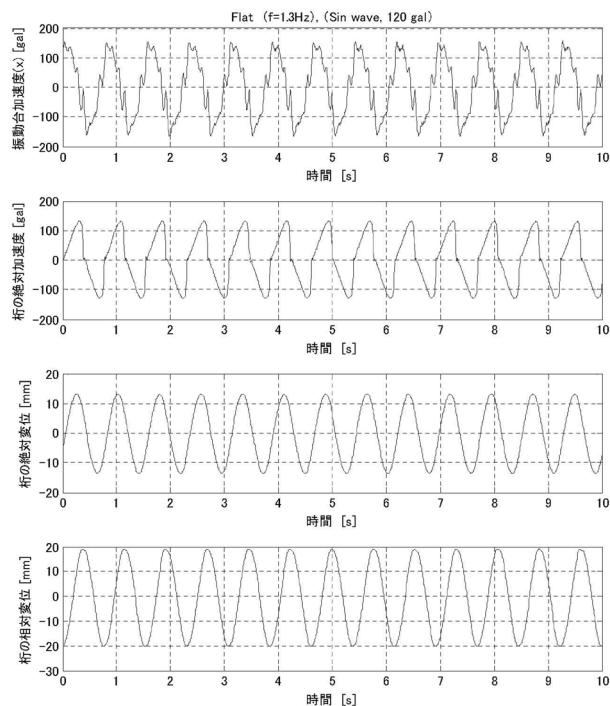


図 4A-9-1 時刻歴波形(正弦波)

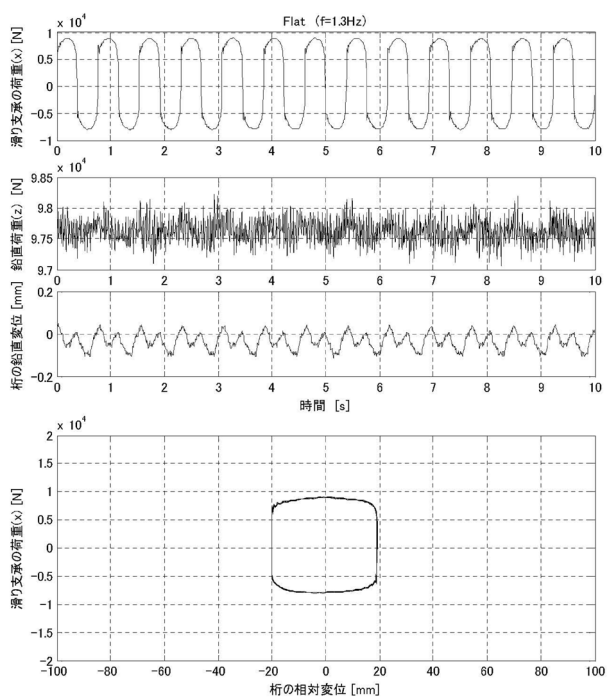


図 4A-9-2 すべり支承(正弦波)

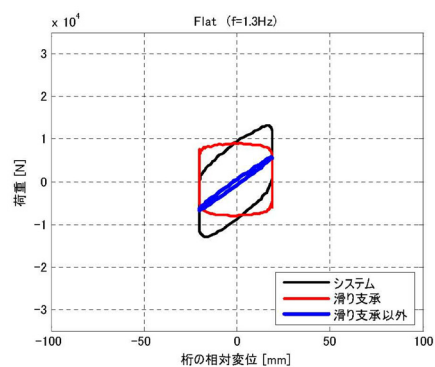


図 4A-9-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 1.4 Hz

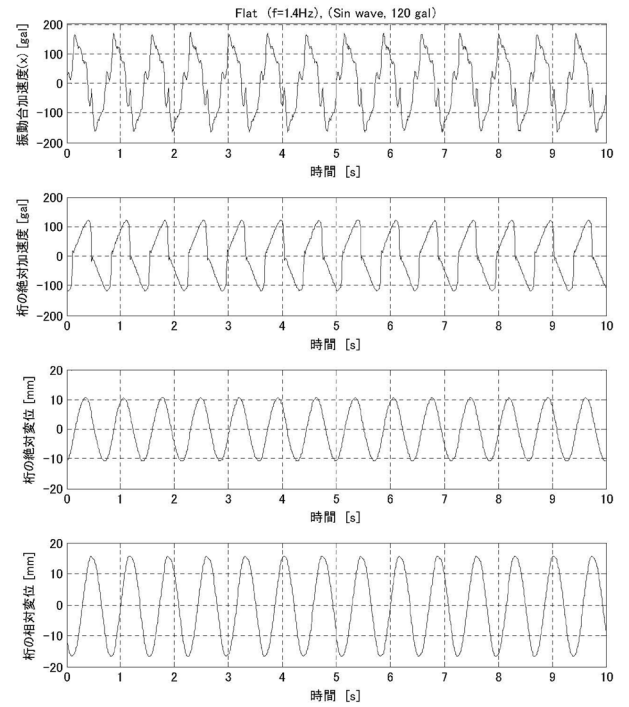


図 4A-10-1 時刻歴波形(正弦波)

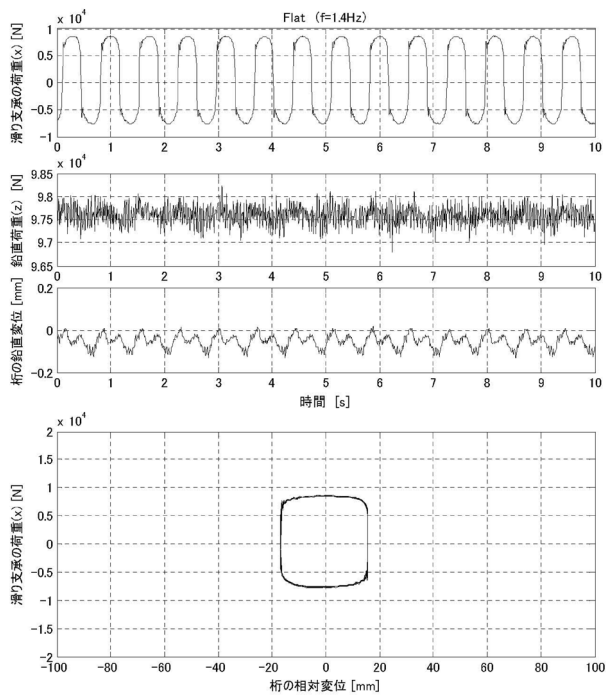


図 4A-10-2 すべり支承(正弦波)

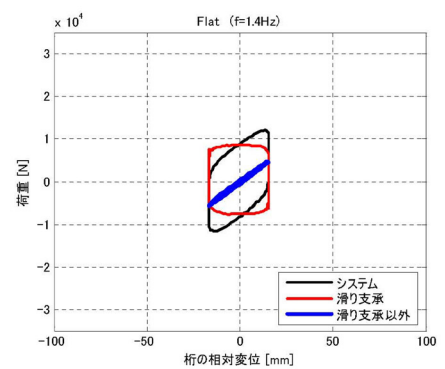


図 4A-10-3 履歴曲線(正弦波)

平面すべり支承

正弦波, 1.5 Hz

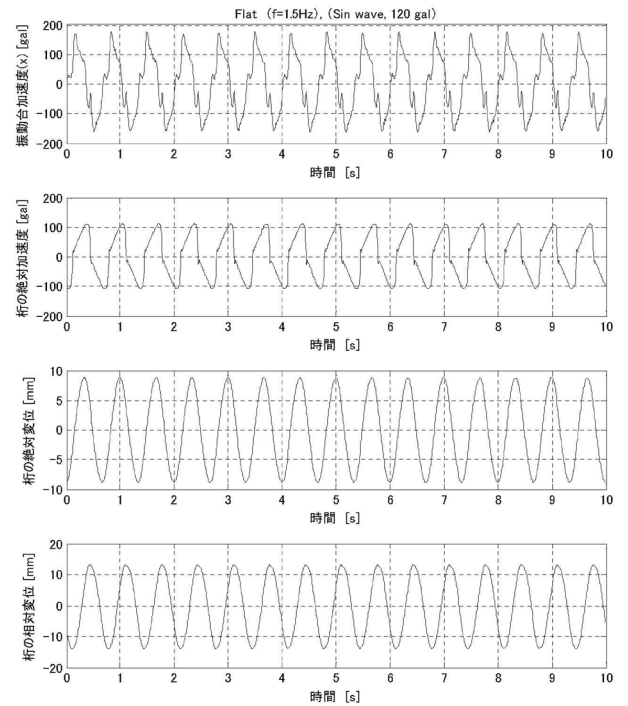


図 4A-11-1 時刻歴波形(正弦波)

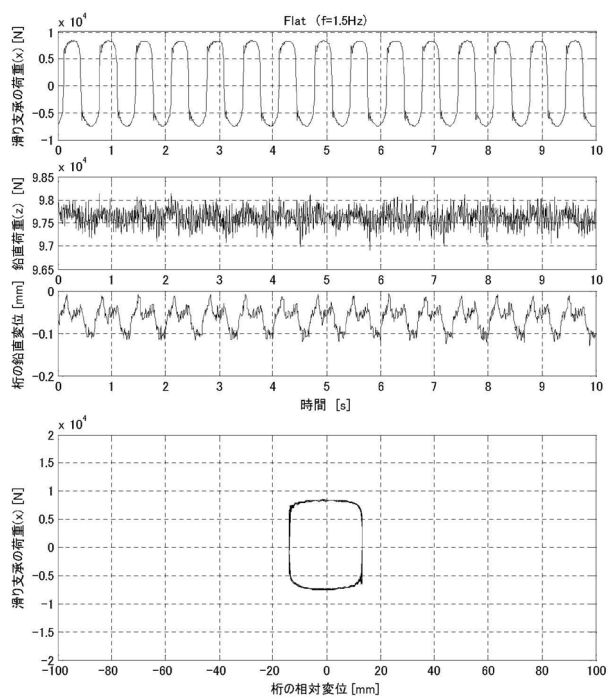


図 4A-11-2 すべり支承(正弦波)

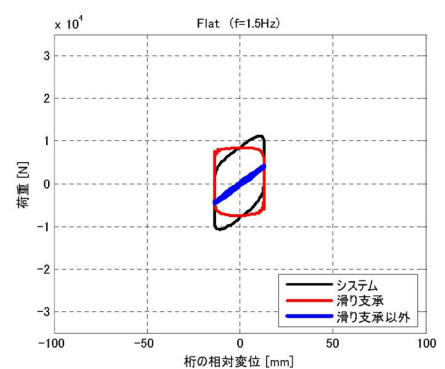


図 4A-11-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 0.5 Hz

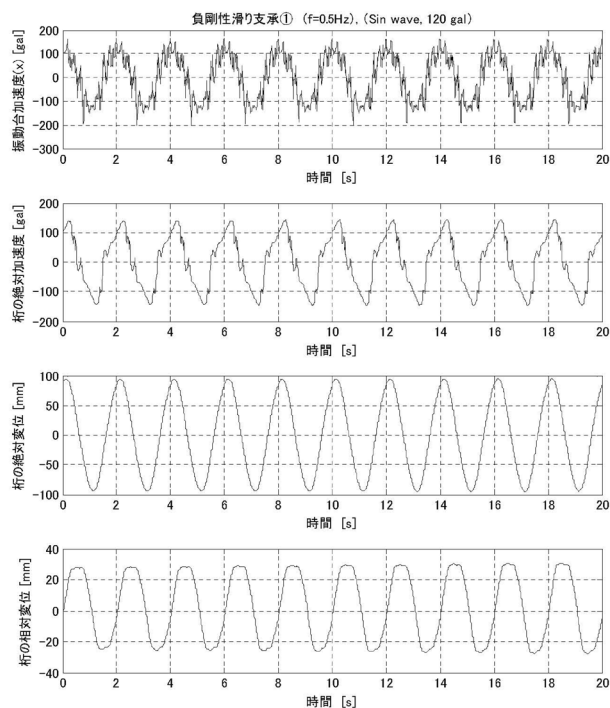


図 4A-12-1 時刻歴波形(正弦波)

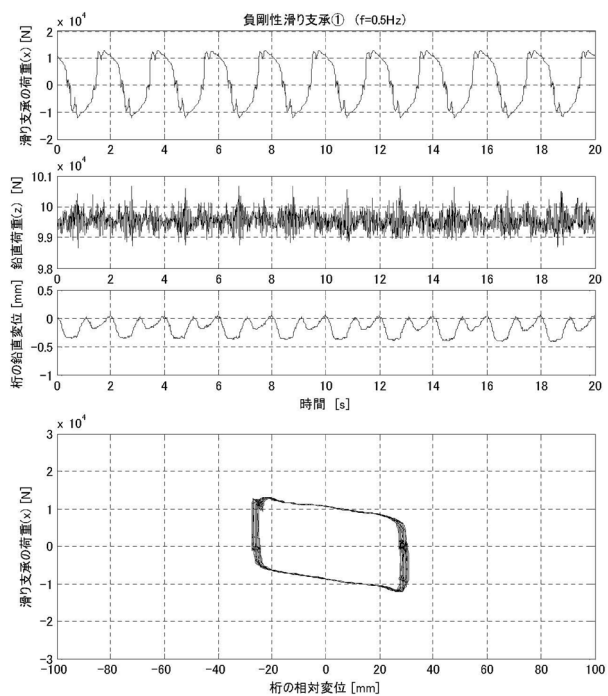


図 4A-12-2 すべり支承(正弦波)

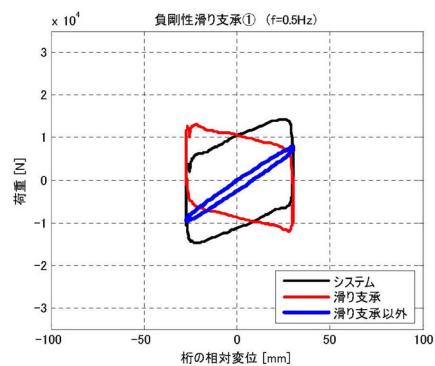


図 4A-12-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 0.6 Hz

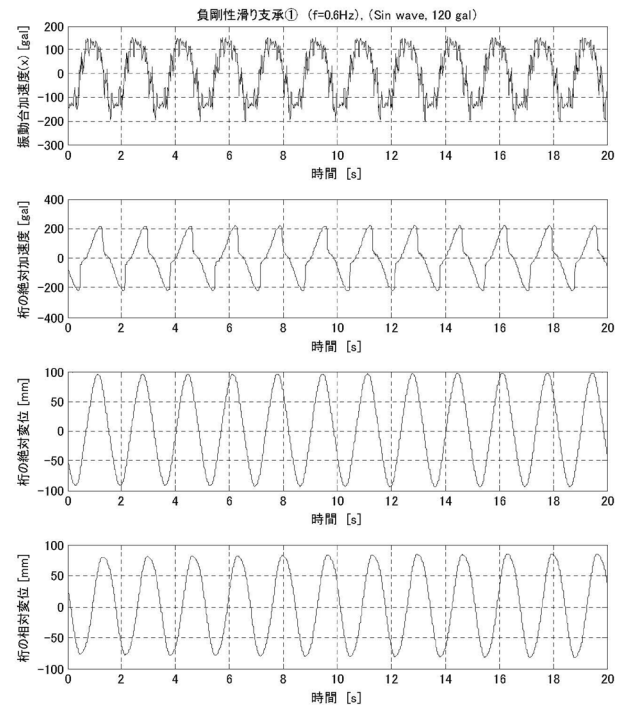


図 4A-13-1 時刻歴波形(正弦波)

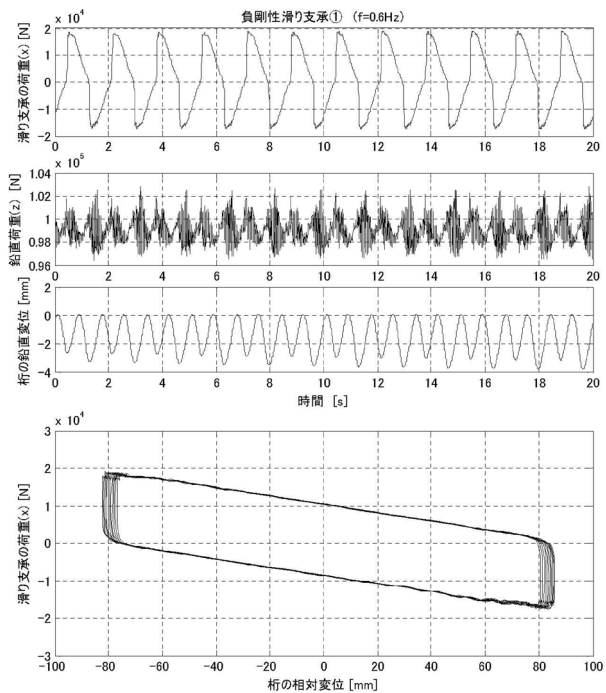


図 4A-13-2 すべり支承(正弦波)

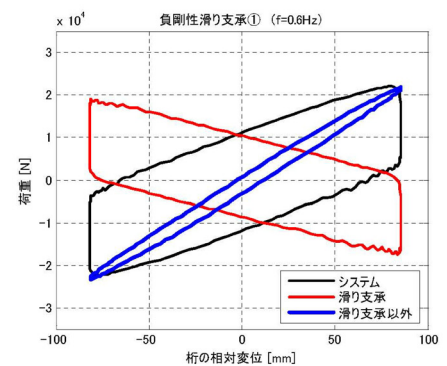


図 4A-13-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 0.7 Hz

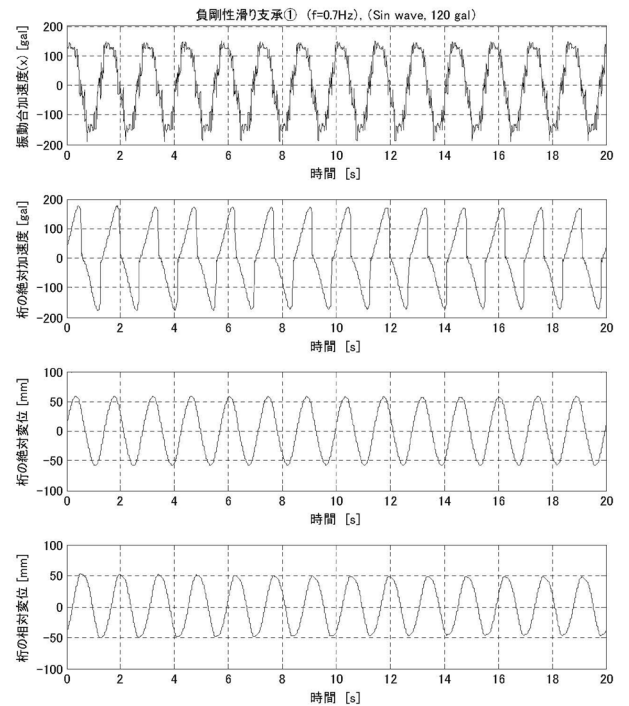


図 4A-14-1 時刻歴波形(正弦波)

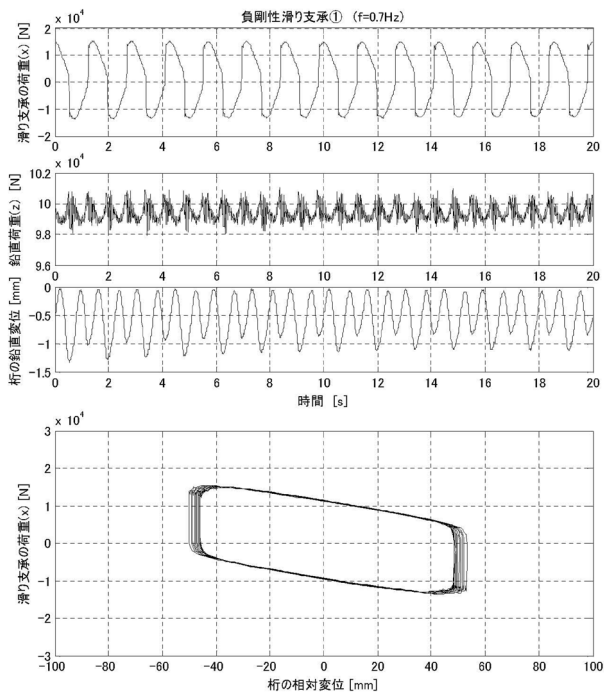


図 4A-14-2 すべり支承(正弦波)

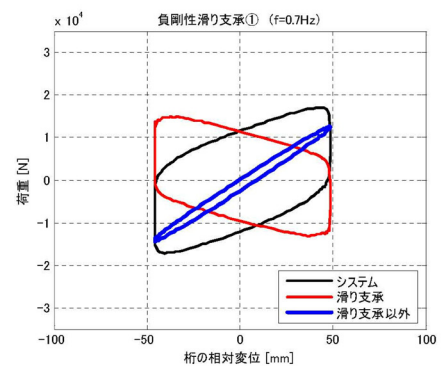


図 4A-14-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 0.8 Hz

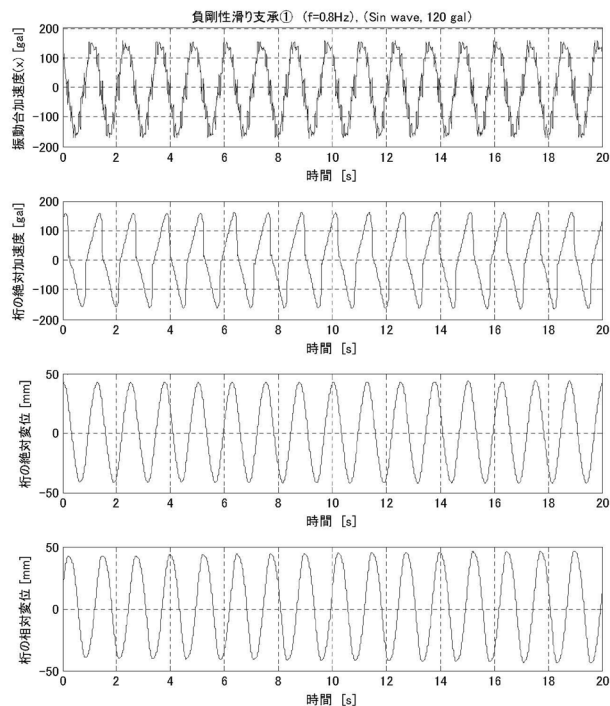


図 4A-15-1 時刻歴波形(正弦波)

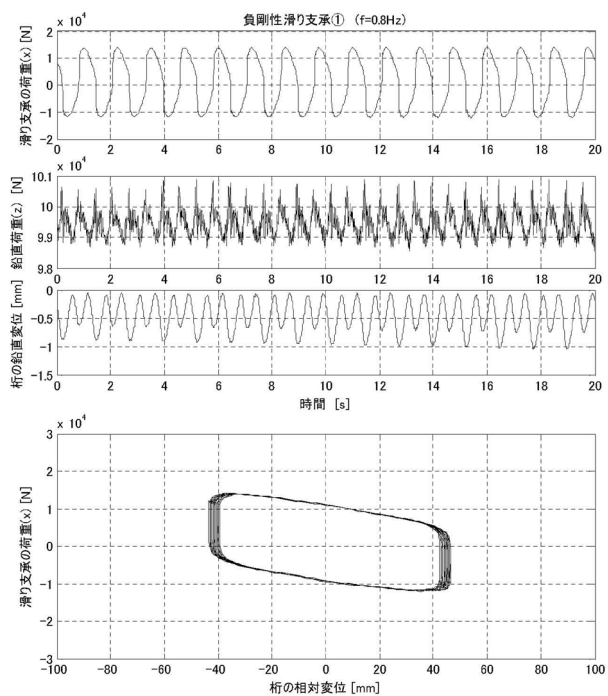


図 4A-15-2 すべり支承(正弦波)

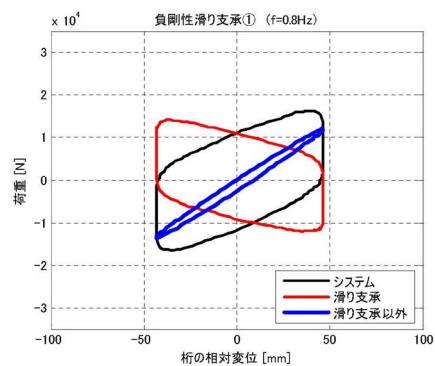


図 4A-15-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 0.9 Hz

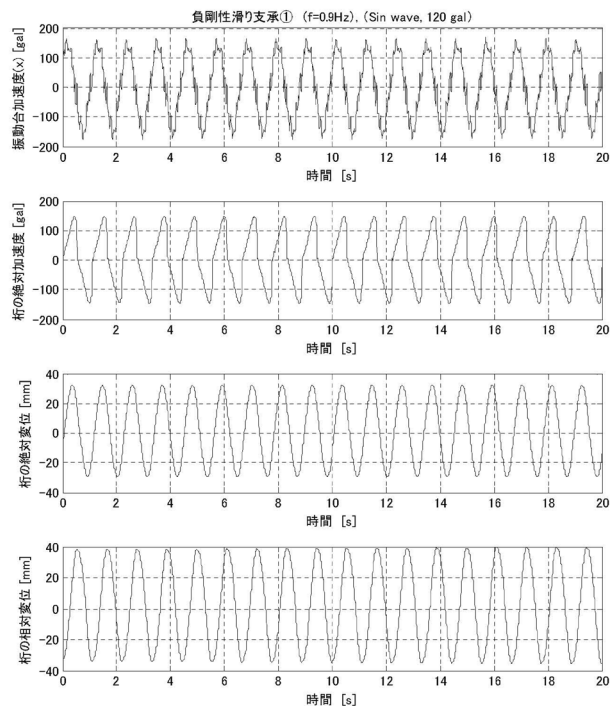


図 4A-16-1 時刻歴波形(正弦波)

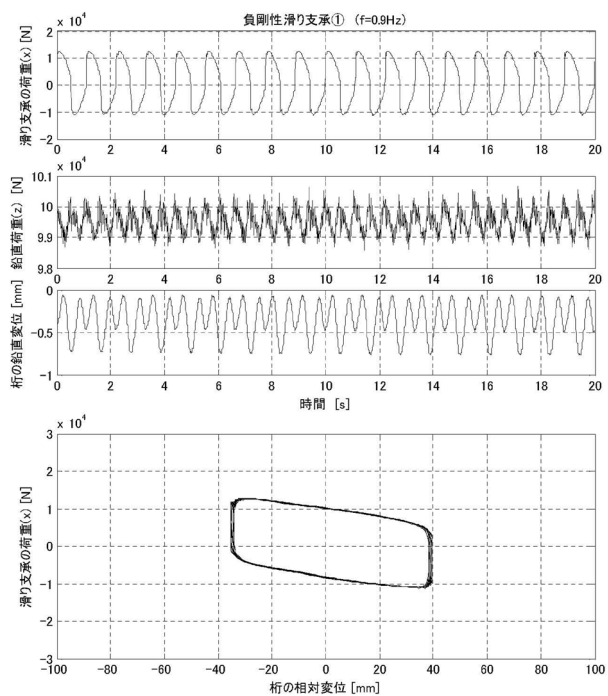


図 4A-16-2 すべり支承(正弦波)

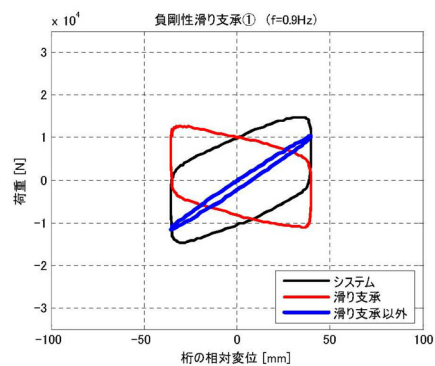


図 4A-16-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 1.0 Hz

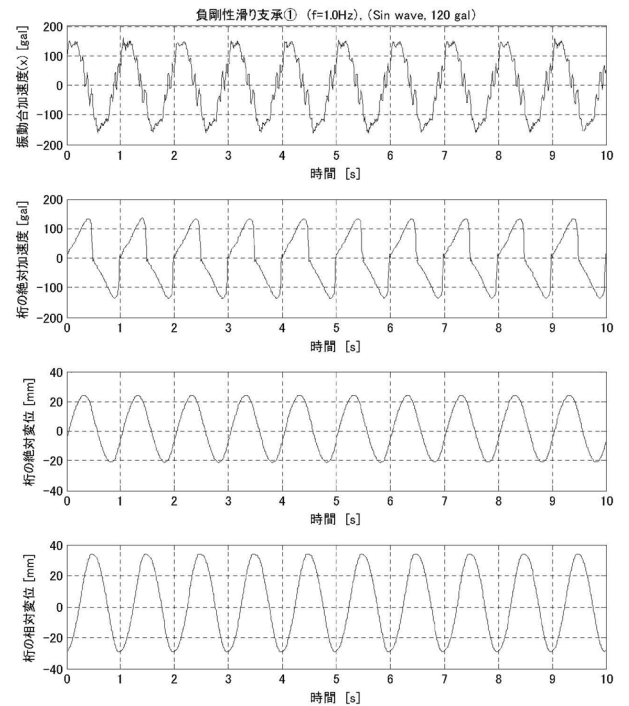


図 4A-17-1 時刻歴波形(正弦波)

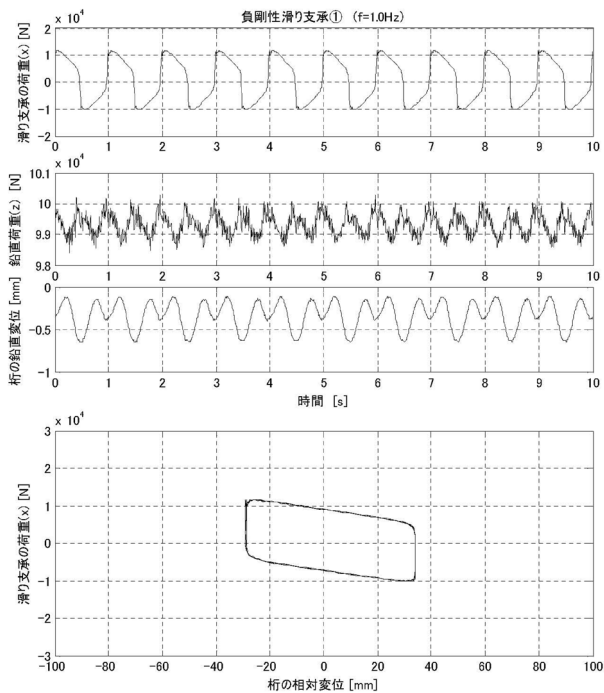


図 4A-17-2 すべり支承(正弦波)

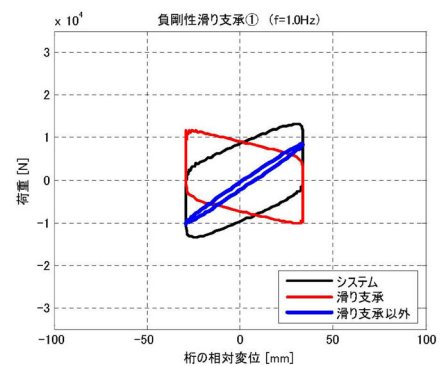


図 4A-17-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 1.1 Hz

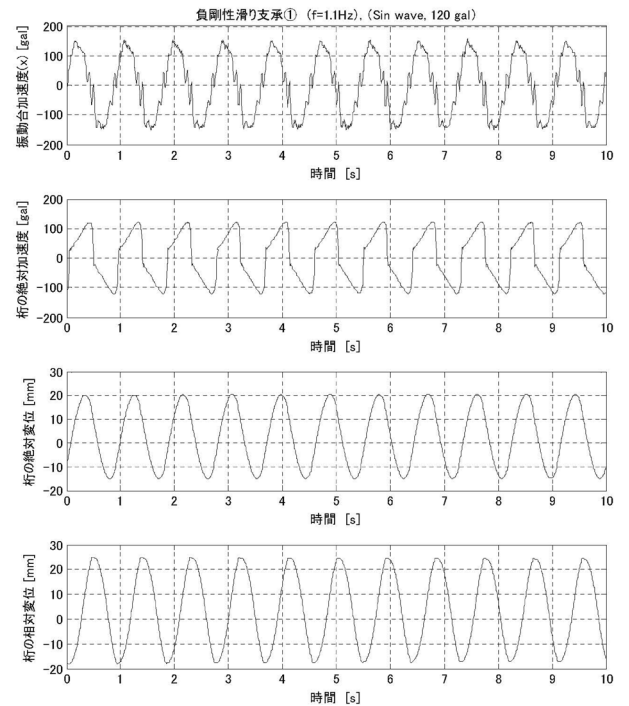


図 4A-18-1 時刻歴波形(正弦波)

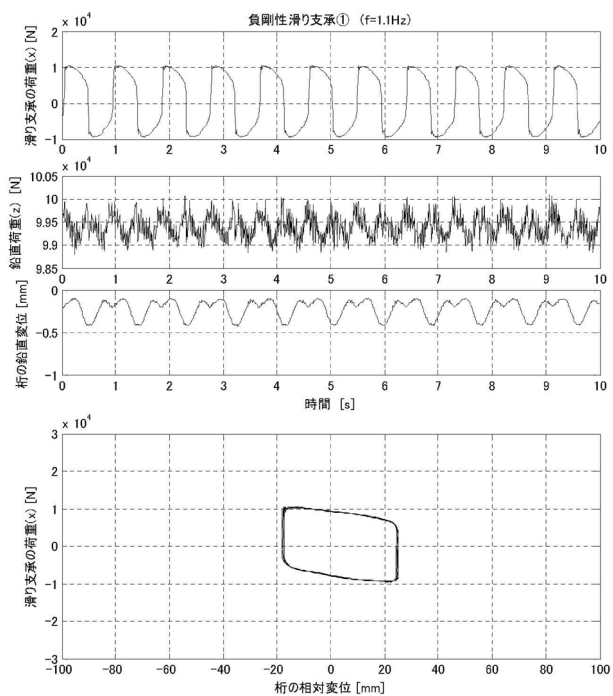


図 4A-18-2 すべり支承(正弦波)

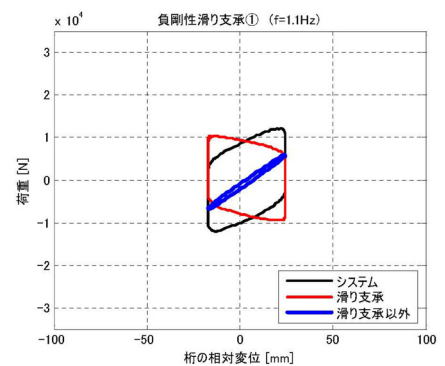


図 4A-18-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 1.2 Hz

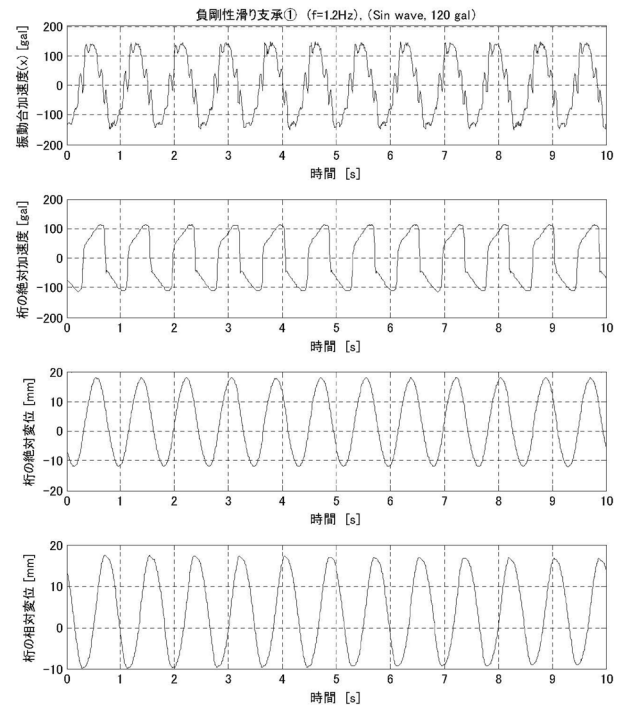


図 4A-19-1 時刻歴波形(正弦波)

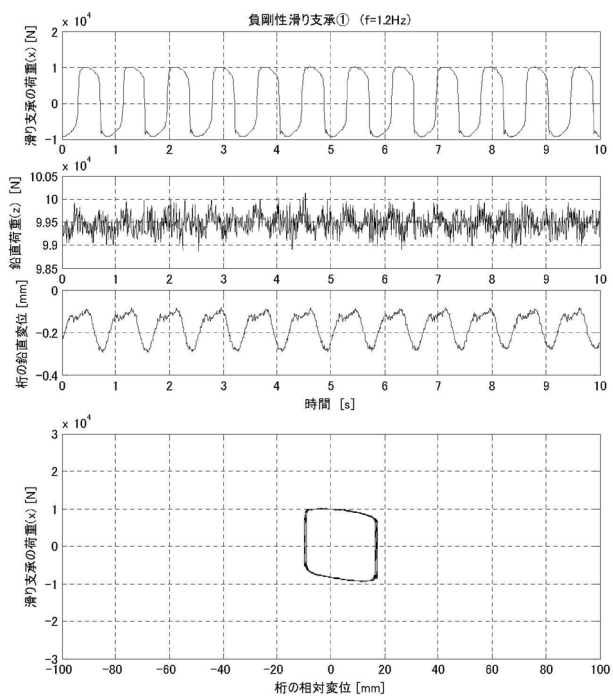


図 4A-19-2 すべり支承(正弦波)

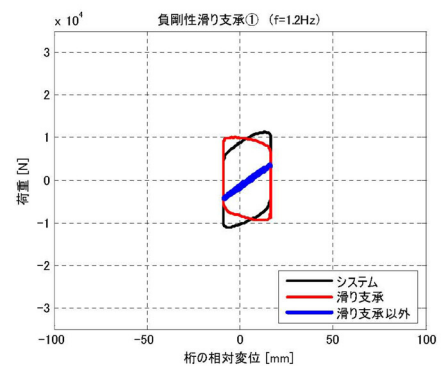


図 4A-19-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 1.3 Hz

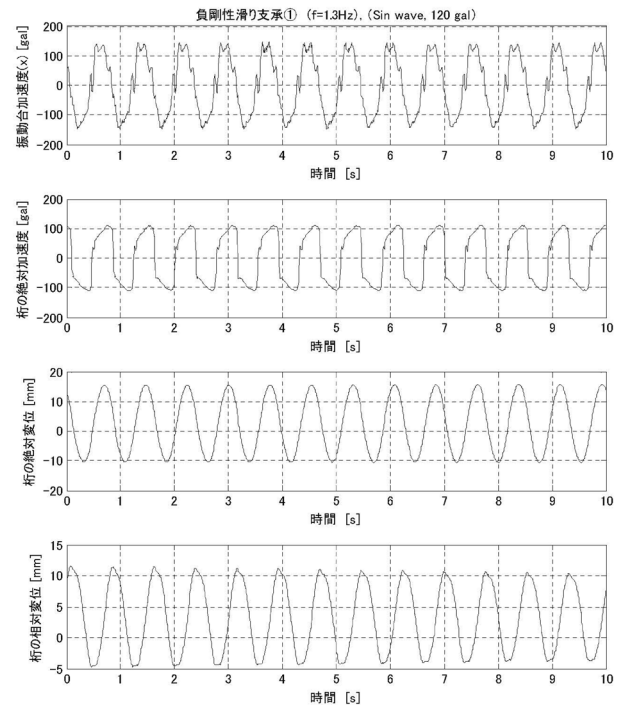


図 4A-20-1 時刻歴波形(正弦波)

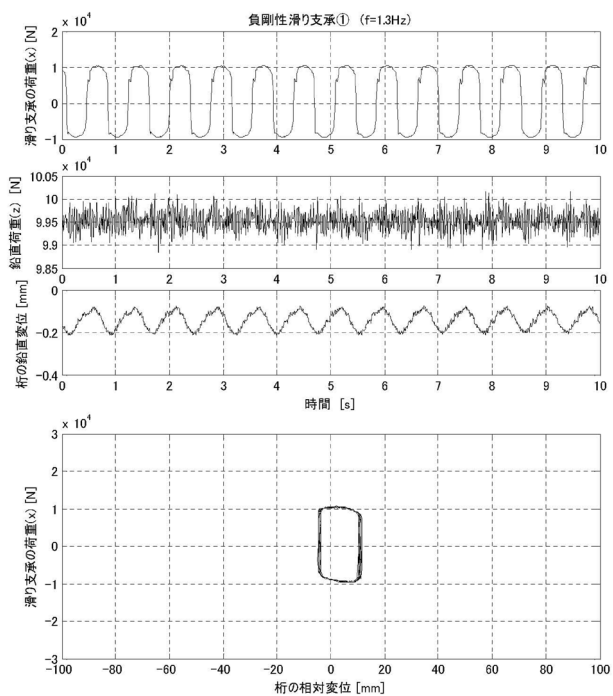


図 4A-20-2 すべり支承(正弦波)

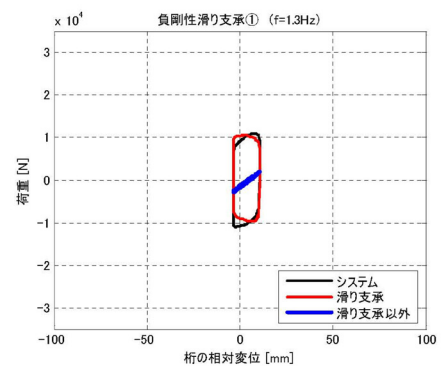


図 4A-20-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 1.4 Hz

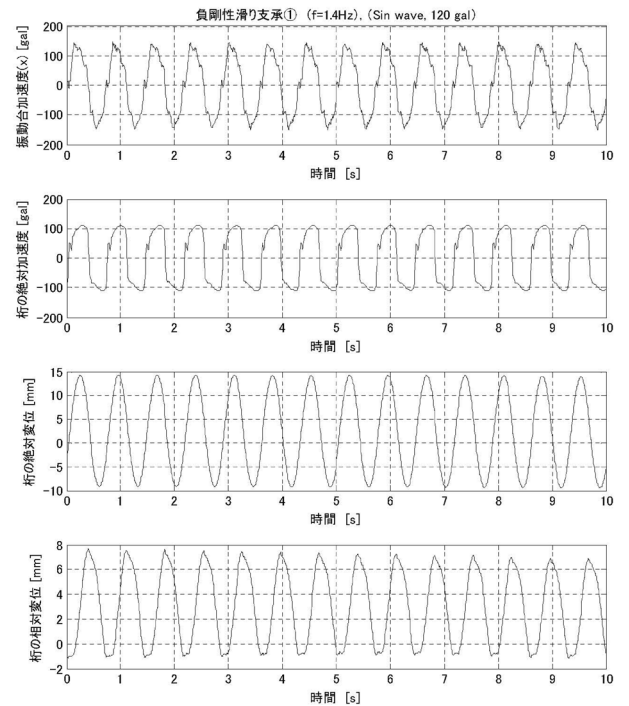


図 4A-21-1 時刻歴波形(正弦波)

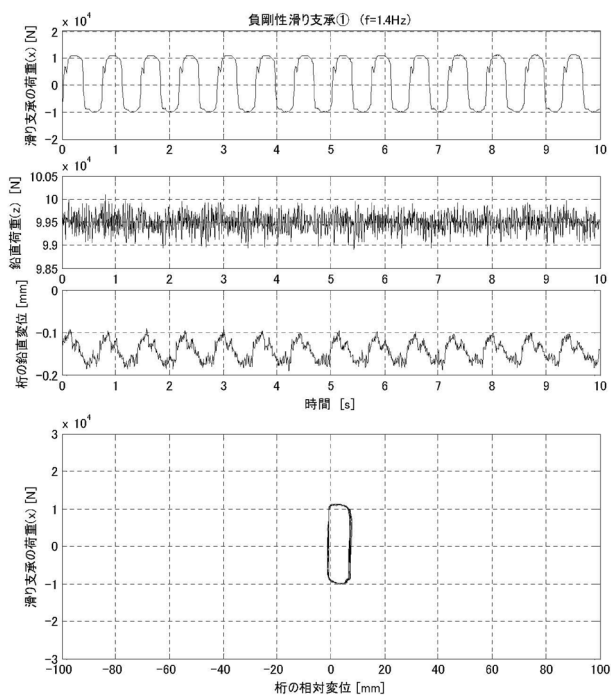


図 4A-21-2 すべり支承(正弦波)

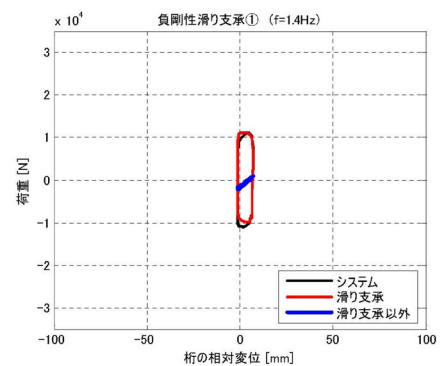


図 4A-21-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承①

R828

正弦波, 1.5 Hz

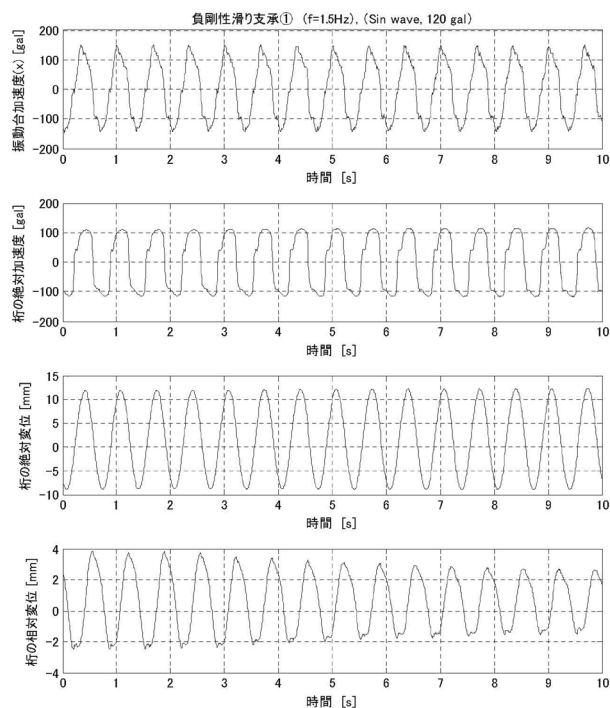


図 4A-22-1 時刻歴波形(正弦波)

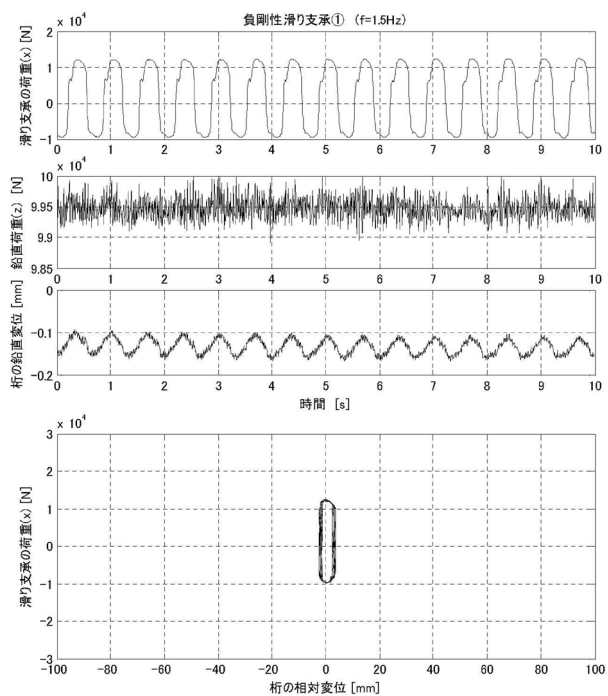


図 4A-22-2 すべり支承(正弦波)

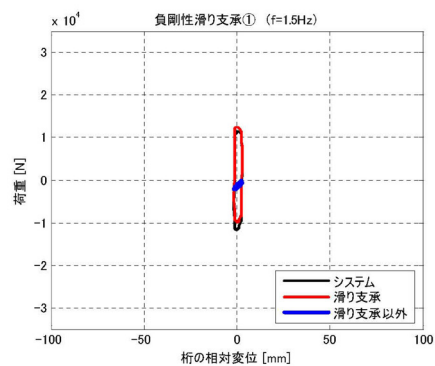


図 4A-22-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 0.5 Hz

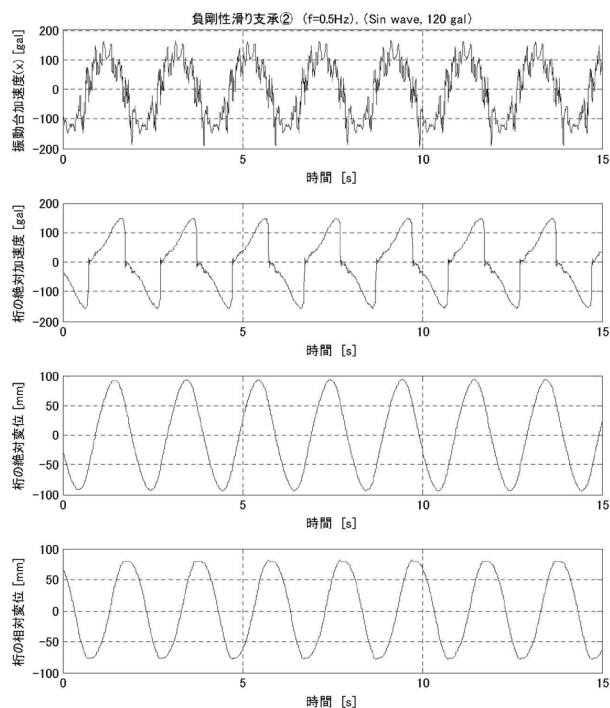


図 4A-23-1 時刻歴波形(正弦波)

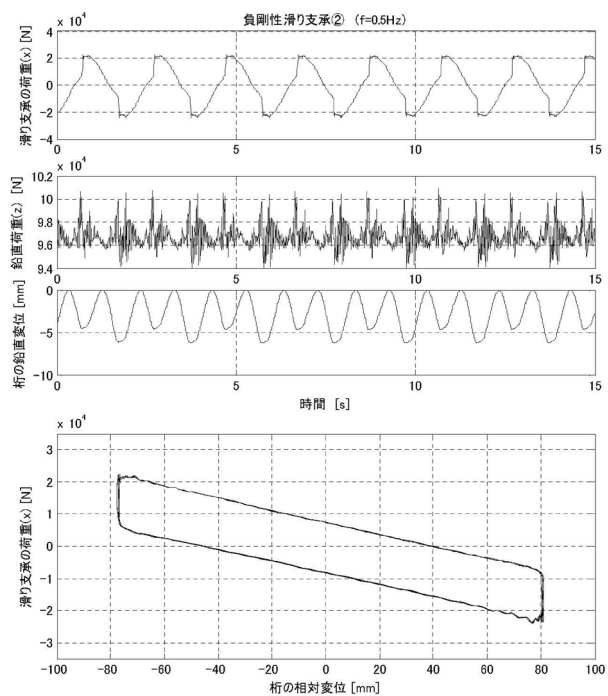


図 4A-23-2 すべり支承(正弦波)

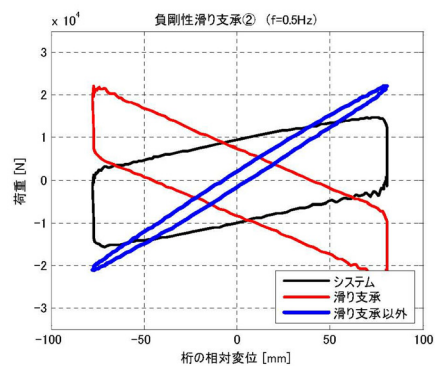


図 4A-23-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 0.6 Hz

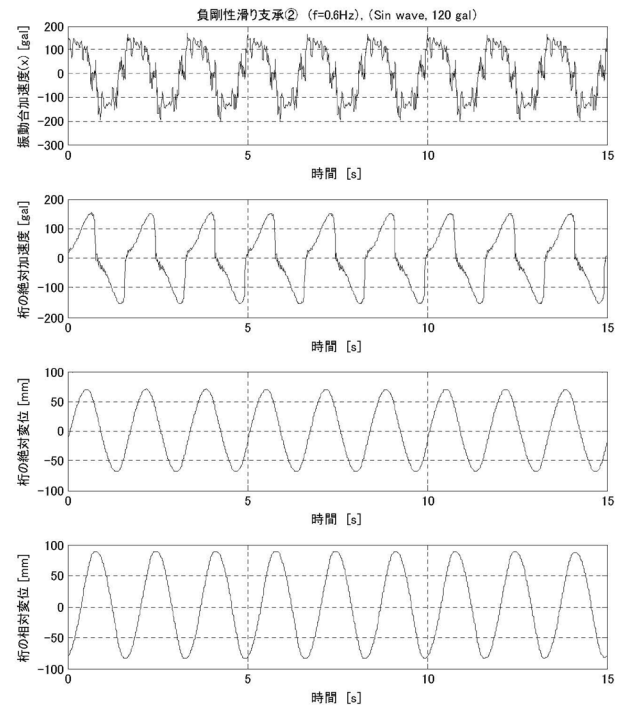


図 4A-24-1 時刻歴波形(正弦波)

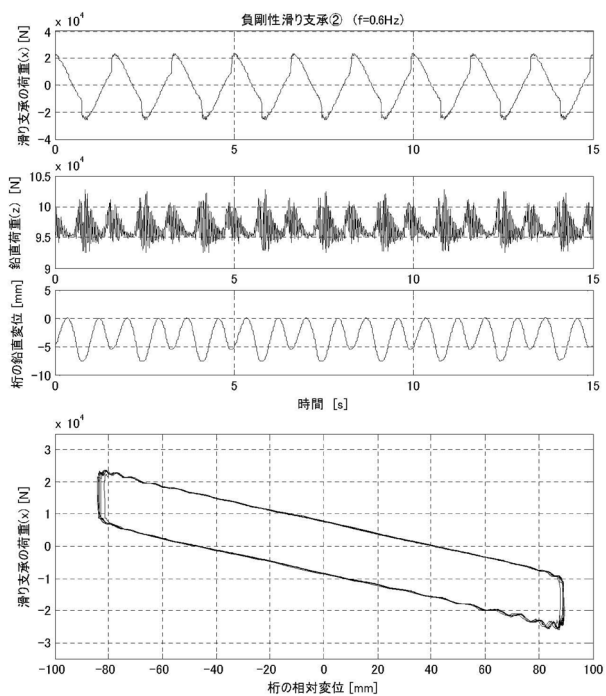


図 4A-24-2 すべり支承(正弦波)

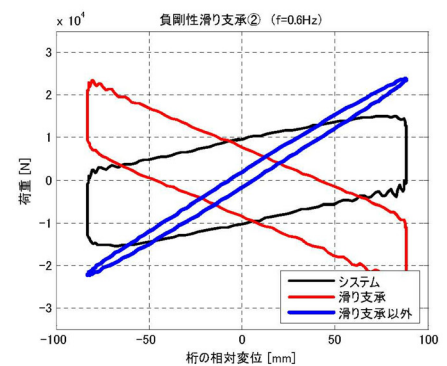


図 4A-24-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 0.7 Hz

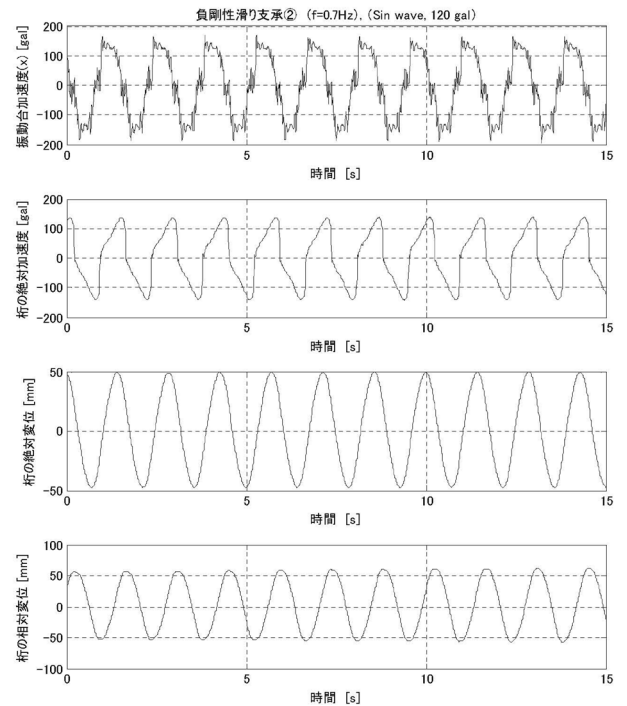


図 4A-25-1 時刻歴波形(正弦波)

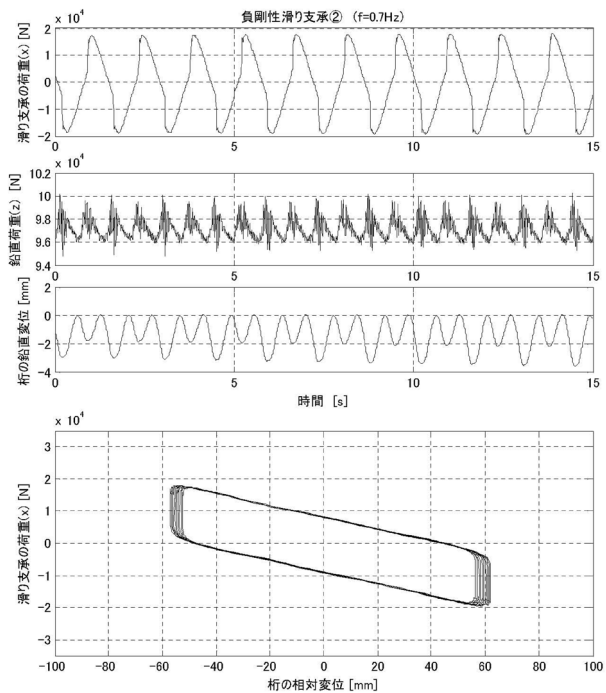


図 4A-25-2 すべり支承(正弦波)

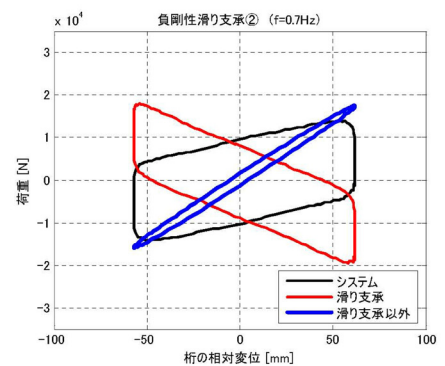


図 4A-25-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 0.8 Hz

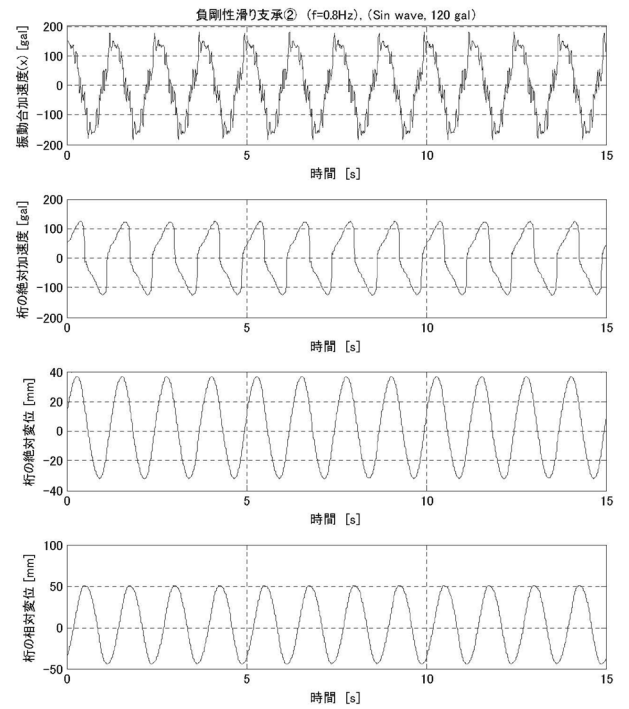


図 4A-26-1 時刻歴波形(正弦波)

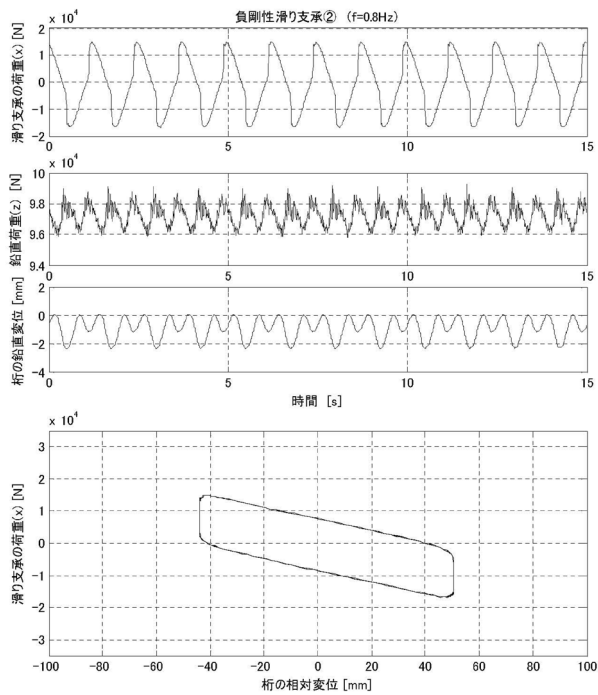


図 4A-26-2 すべり支承(正弦波)

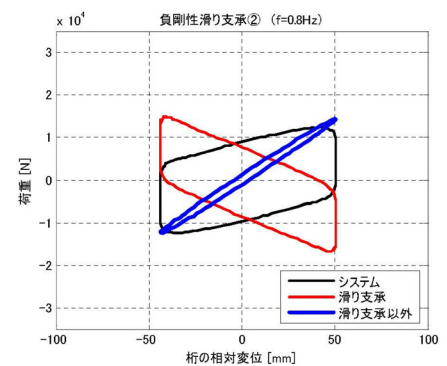


図 4A-26-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 0.9 Hz

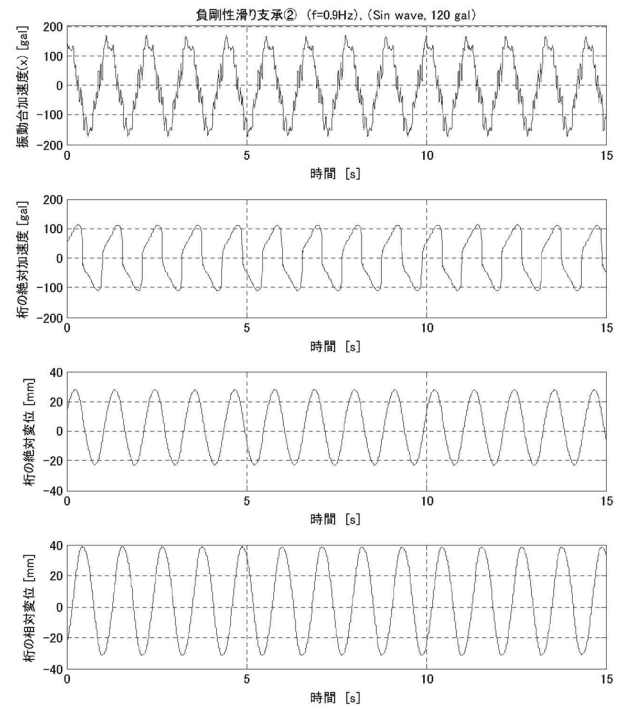


図 4A-27-1 時刻歴波形(正弦波)

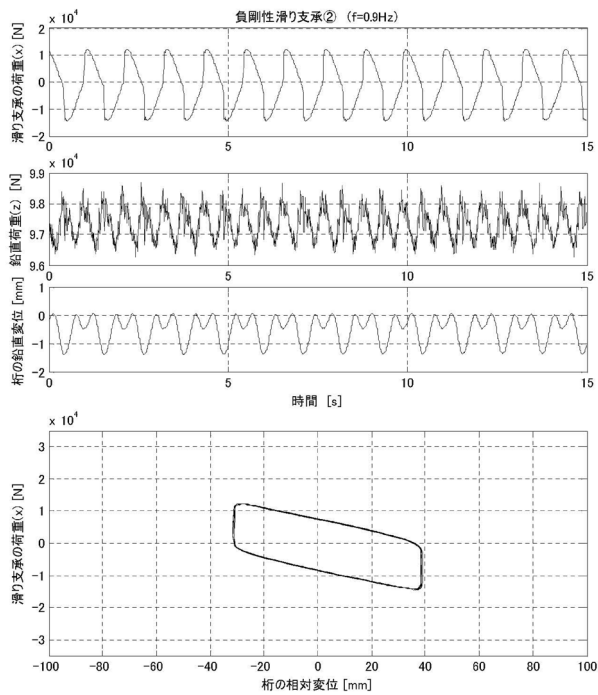


図 4A-27-2 すべり支承(正弦波)

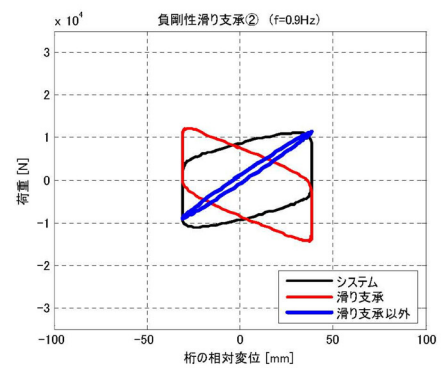


図 4A-27-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 1.0 Hz

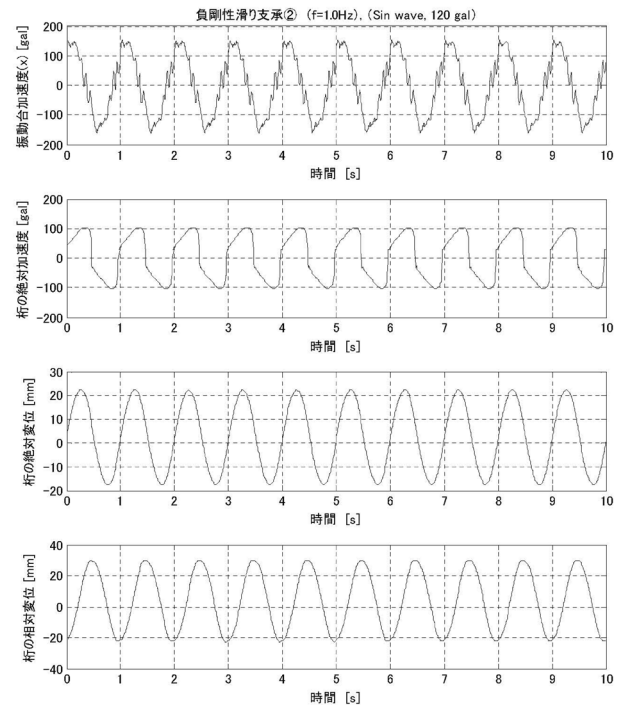


図 4A-28-1 時刻歴波形(正弦波)

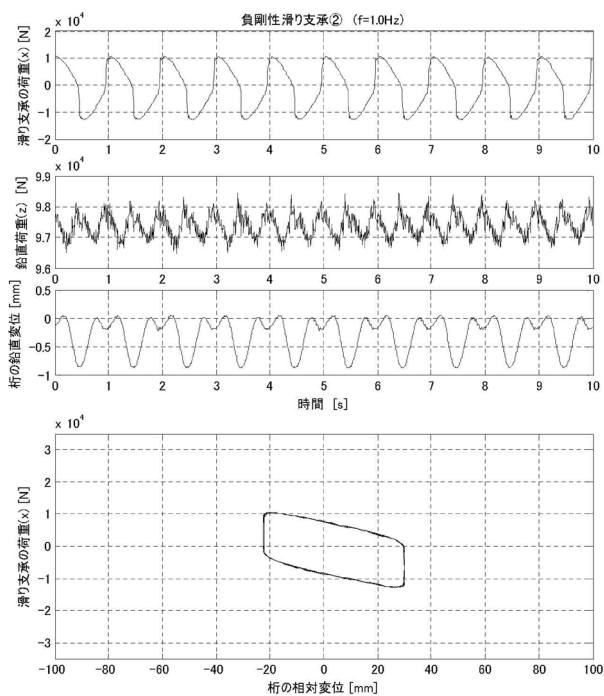


図 4A-28-2 すべり支承(正弦波)

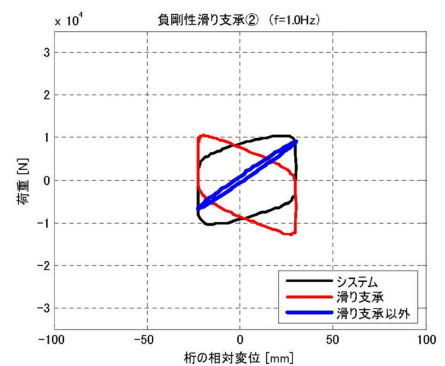


図 4A-28-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 1.1 Hz

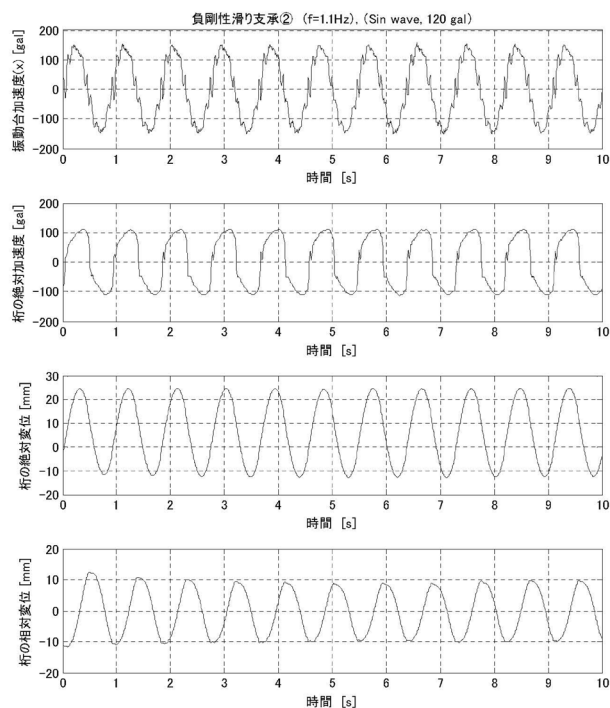


図 4A-29-1 時刻歴波形(正弦波)

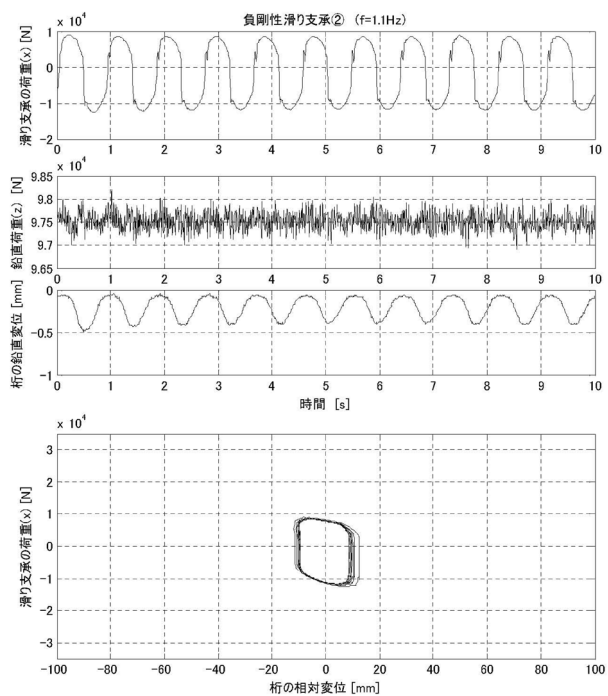


図 4A-29-2 すべり支承(正弦波)

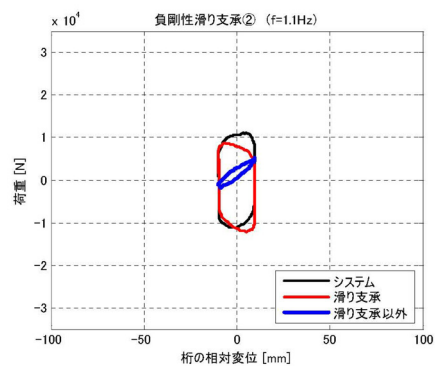


図 4A-29-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 1.2 Hz

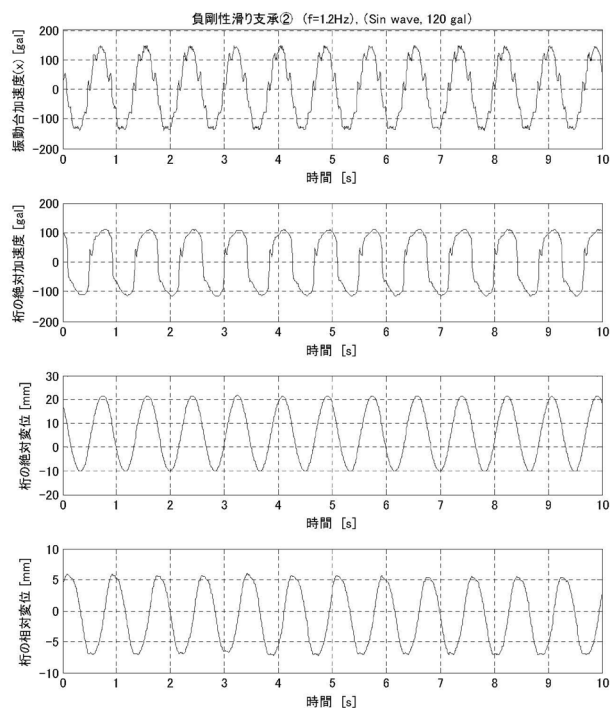


図 4A-30-1 時刻歴波形(正弦波)

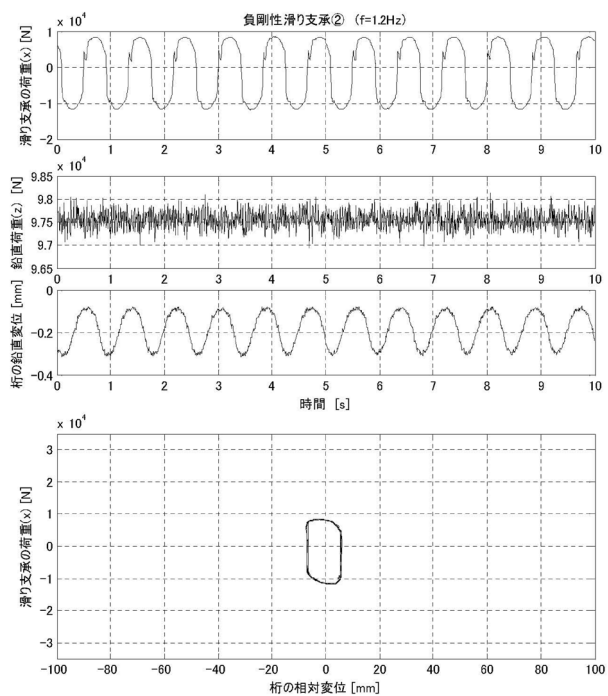


図 4A-30-2 すべり支承(正弦波)

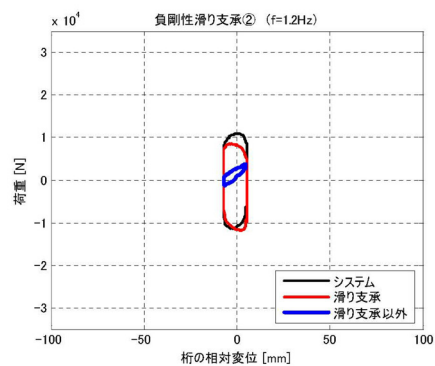


図 4A-30-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 1.3 Hz

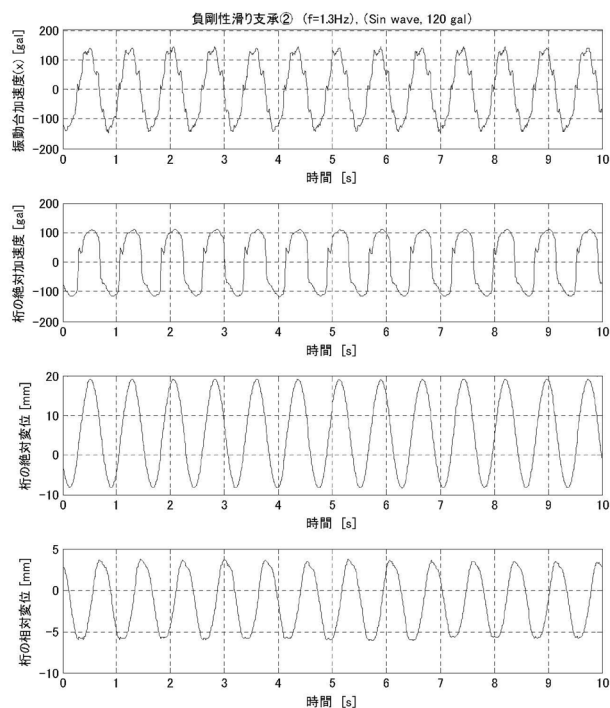


図 4A-31-1 時刻歴波形(正弦波)

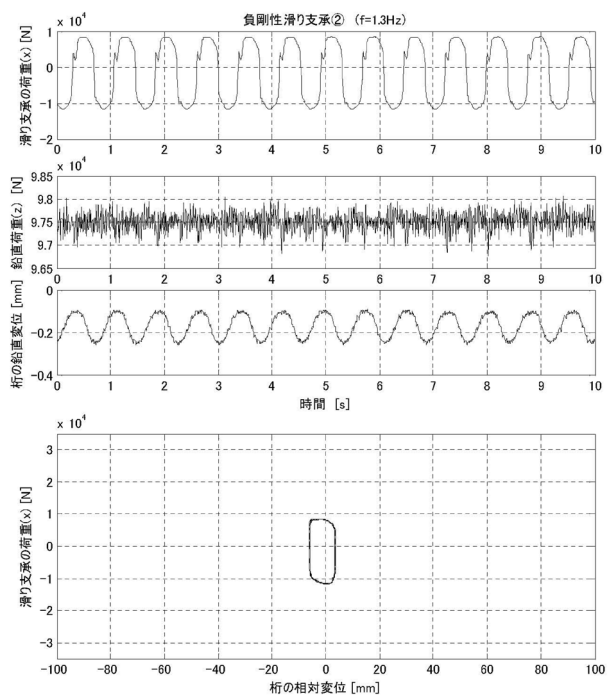


図 4A-31-2 すべり支承(正弦波)

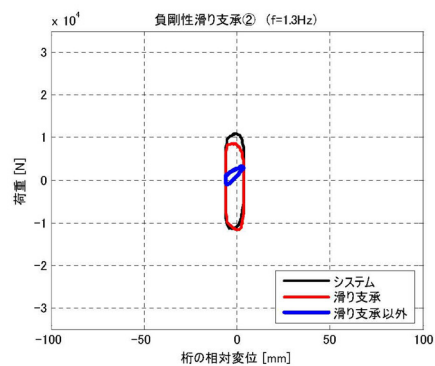


図 4A-31-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 1.4 Hz

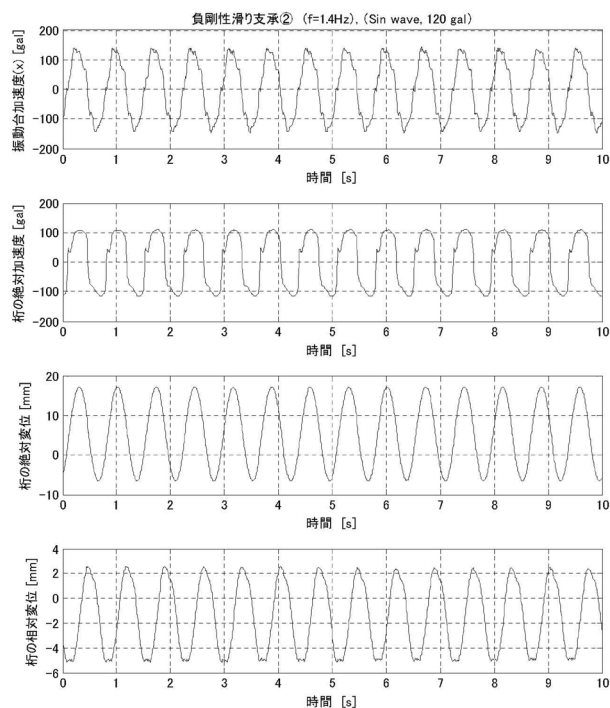


図 4A-32-1 時刻歴波形(正弦波)

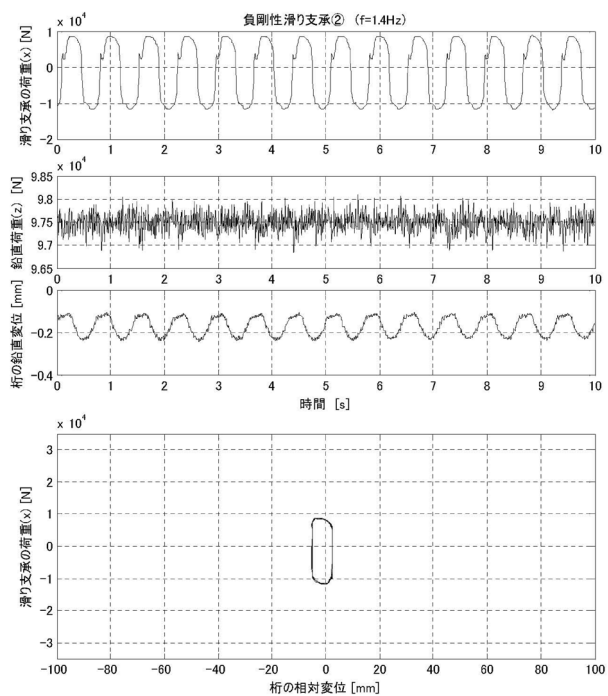


図 4A-32-2 すべり支承(正弦波)

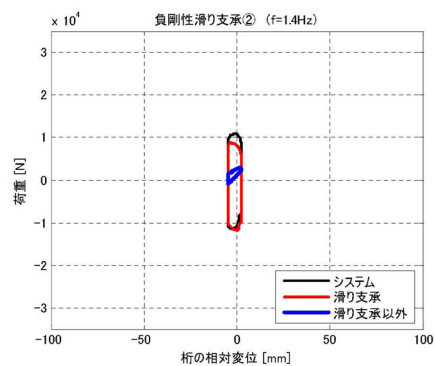


図 4A-32-3 履歴曲線(正弦波)

負剛性すべり支承②

凸R479

正弦波, 1.5 Hz

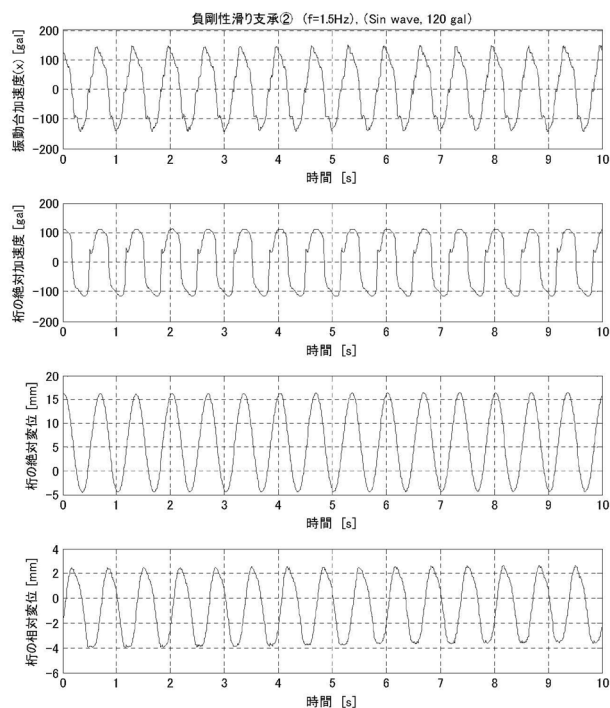


図 4A-33-1 時刻歴波形(正弦波)

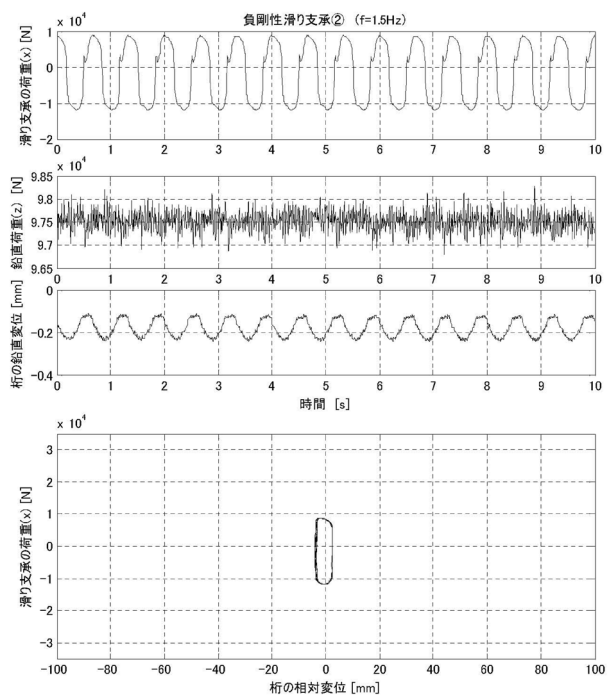


図 4A-33-2 すべり支承(正弦波)

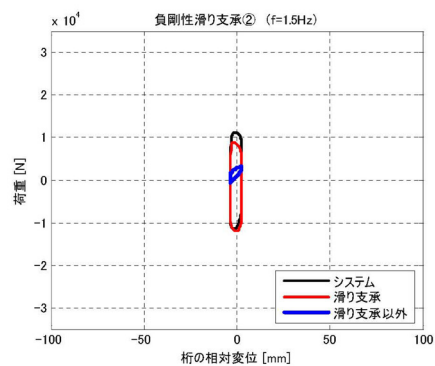


図 4A-33-3 履歴曲線(正弦波)

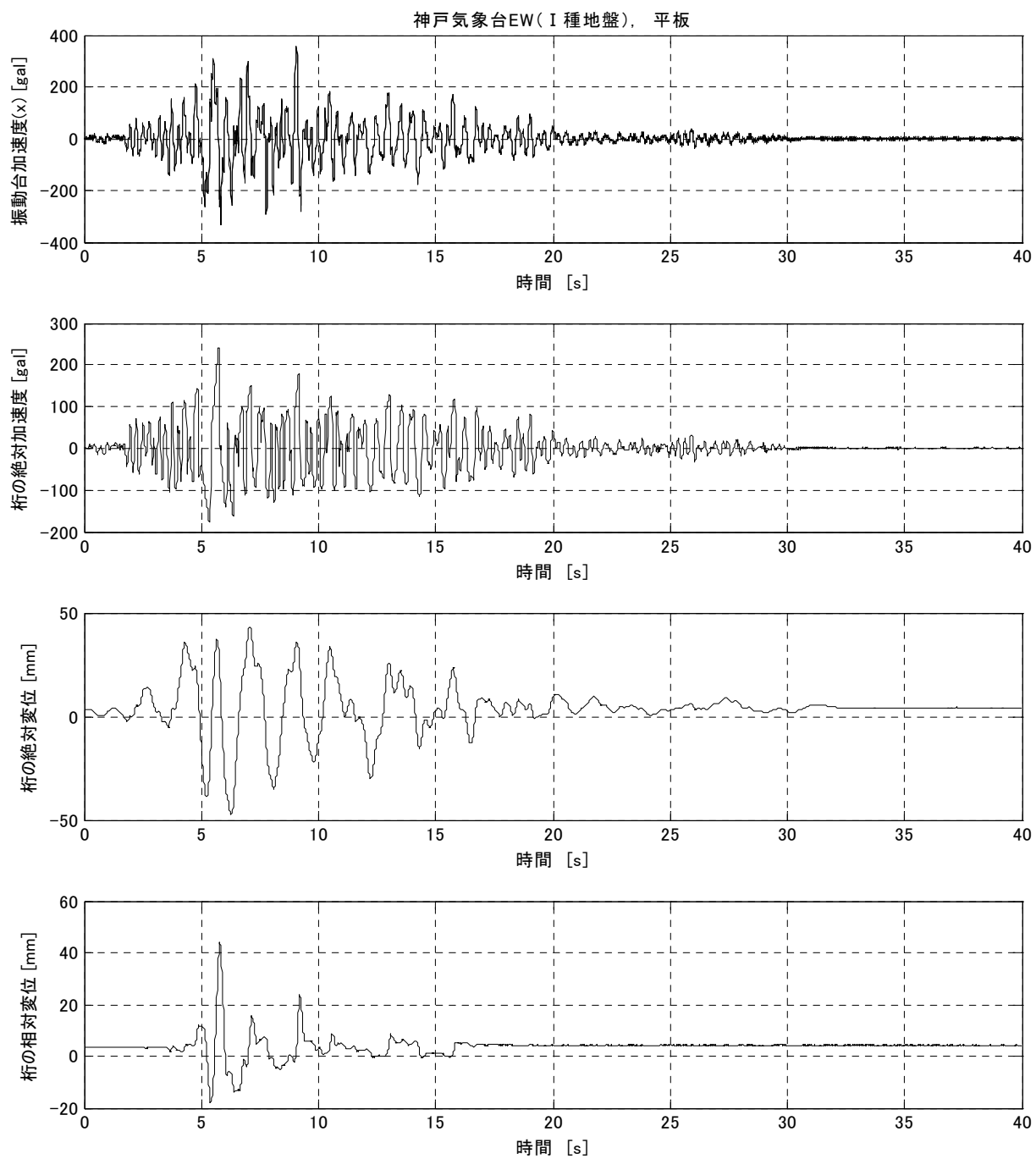


図 4A-34-1 時刻歴波形(Ⅱ-I-2)

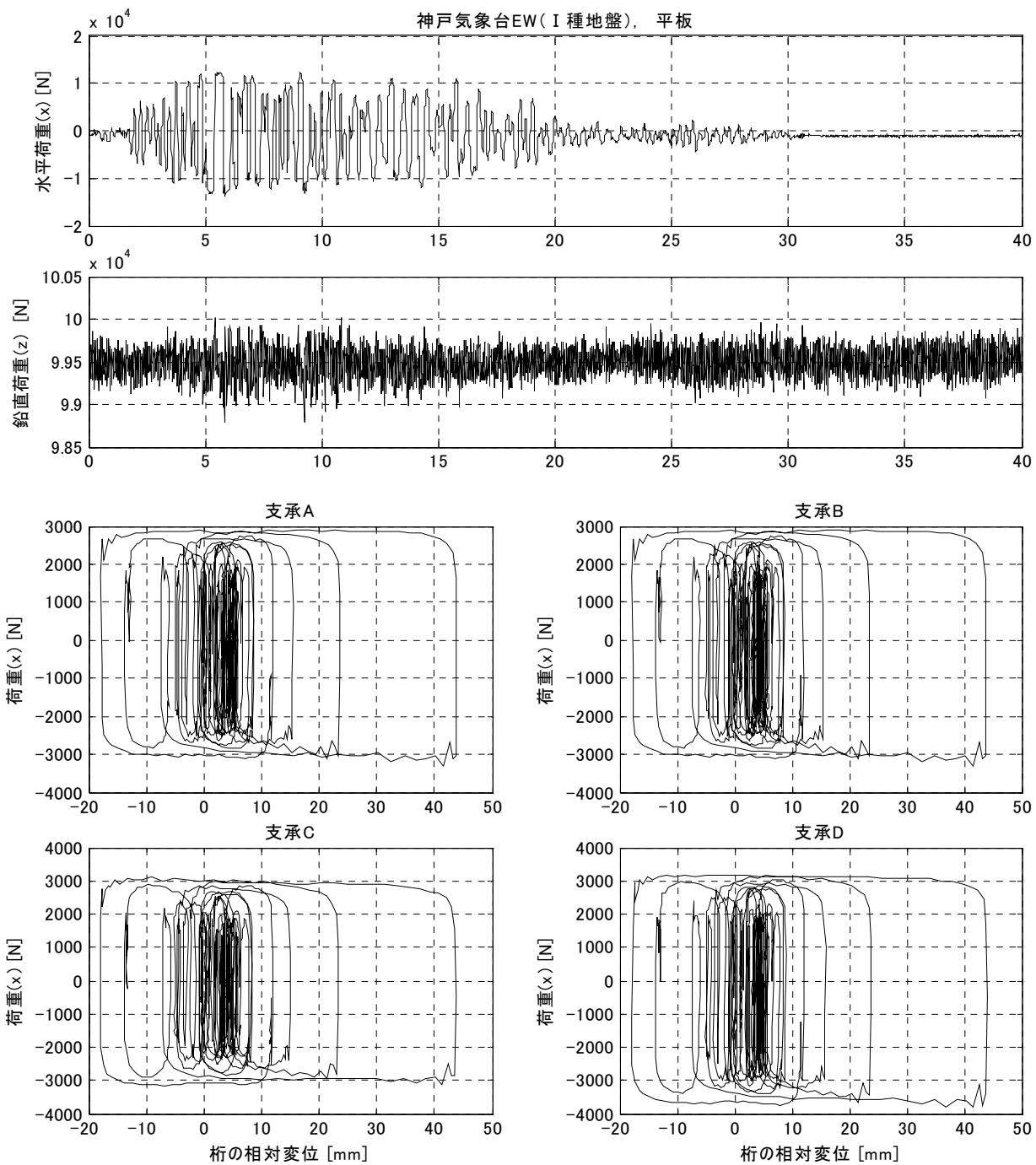


図 4A-34-2 滑り支承(Ⅱ-I-2)

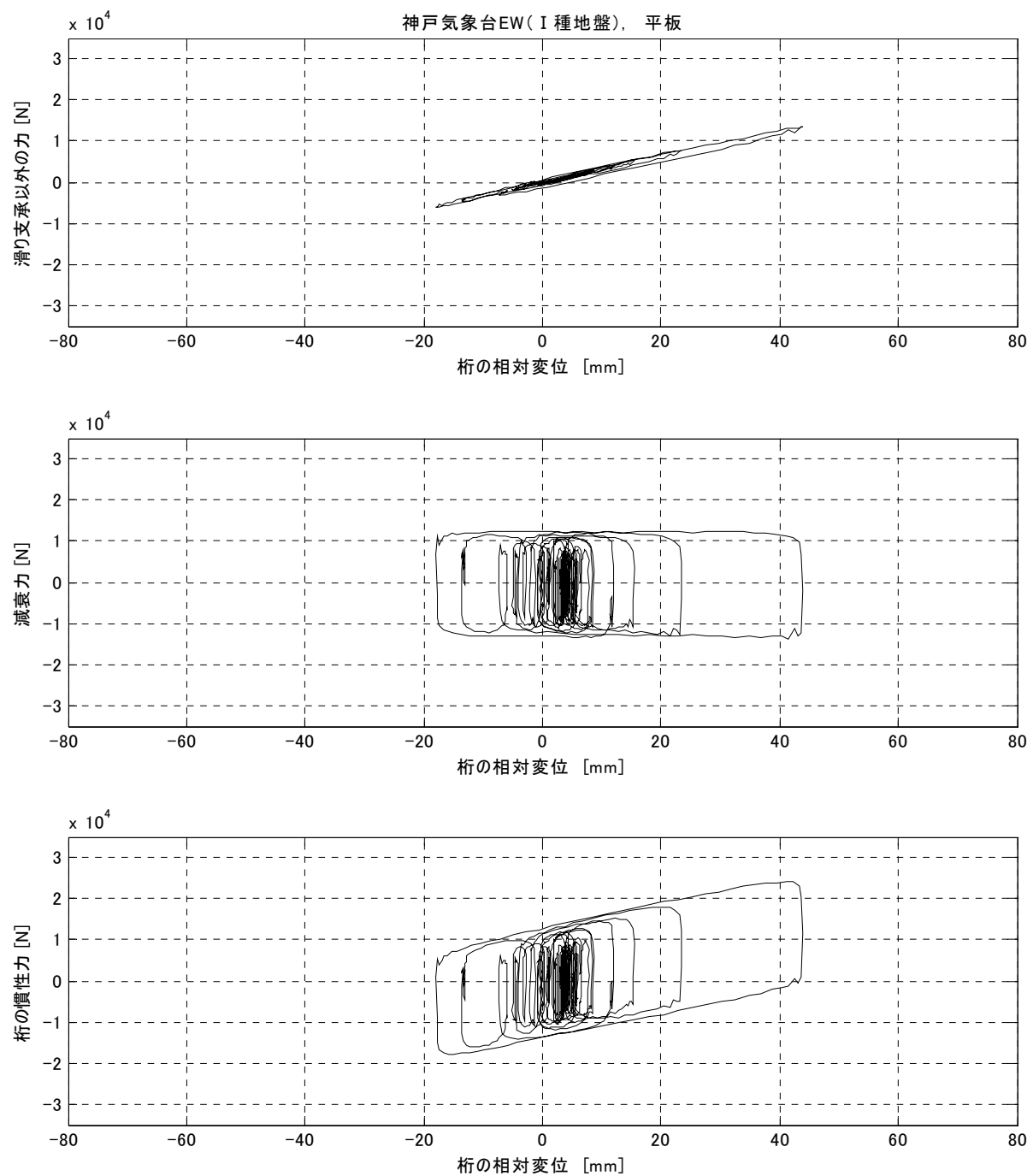


図 4A-34-3 履歴曲線(Ⅱ-I-2)

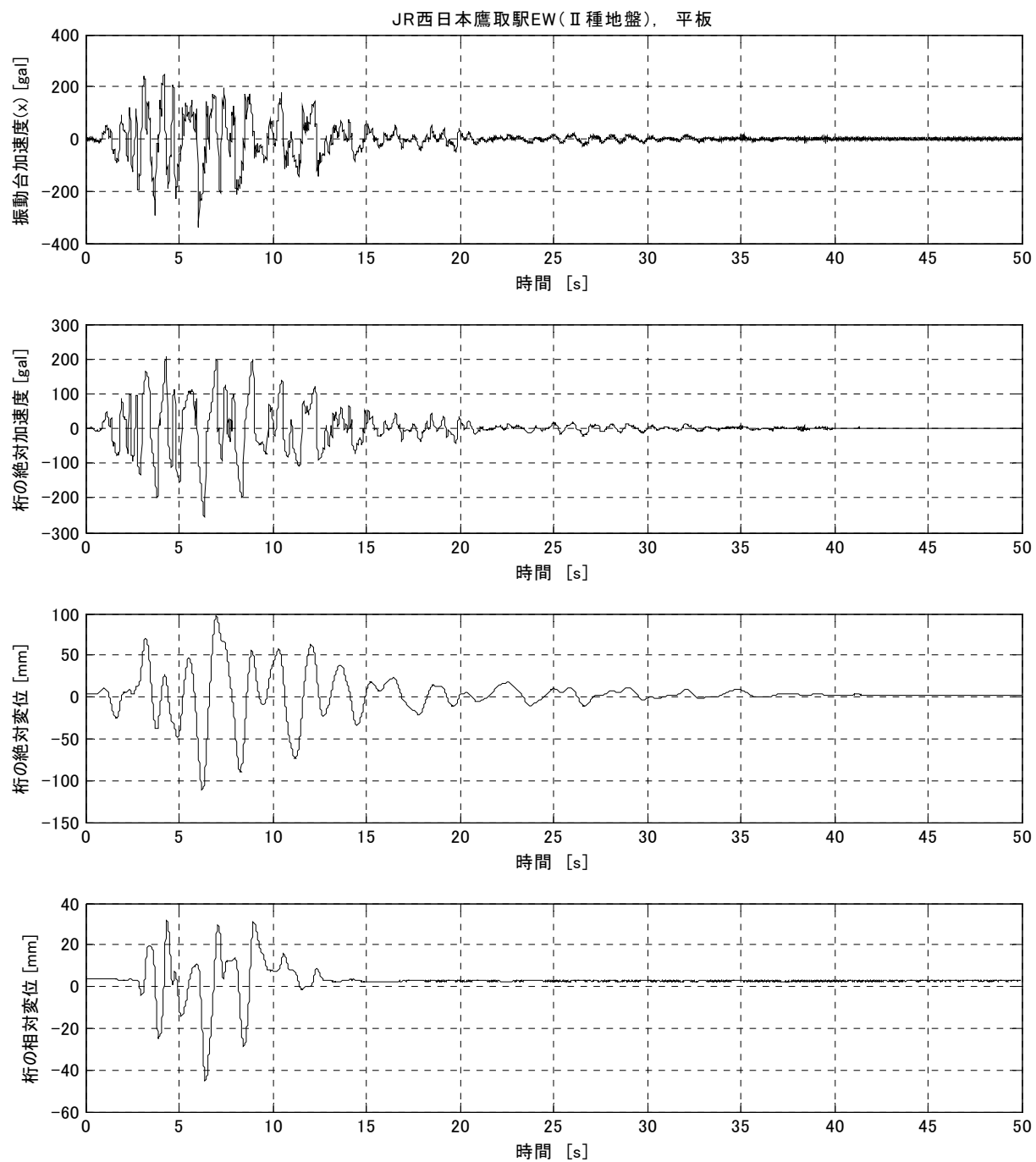


図 4A-35-1 時刻歴波形(Ⅱ-Ⅱ-2)

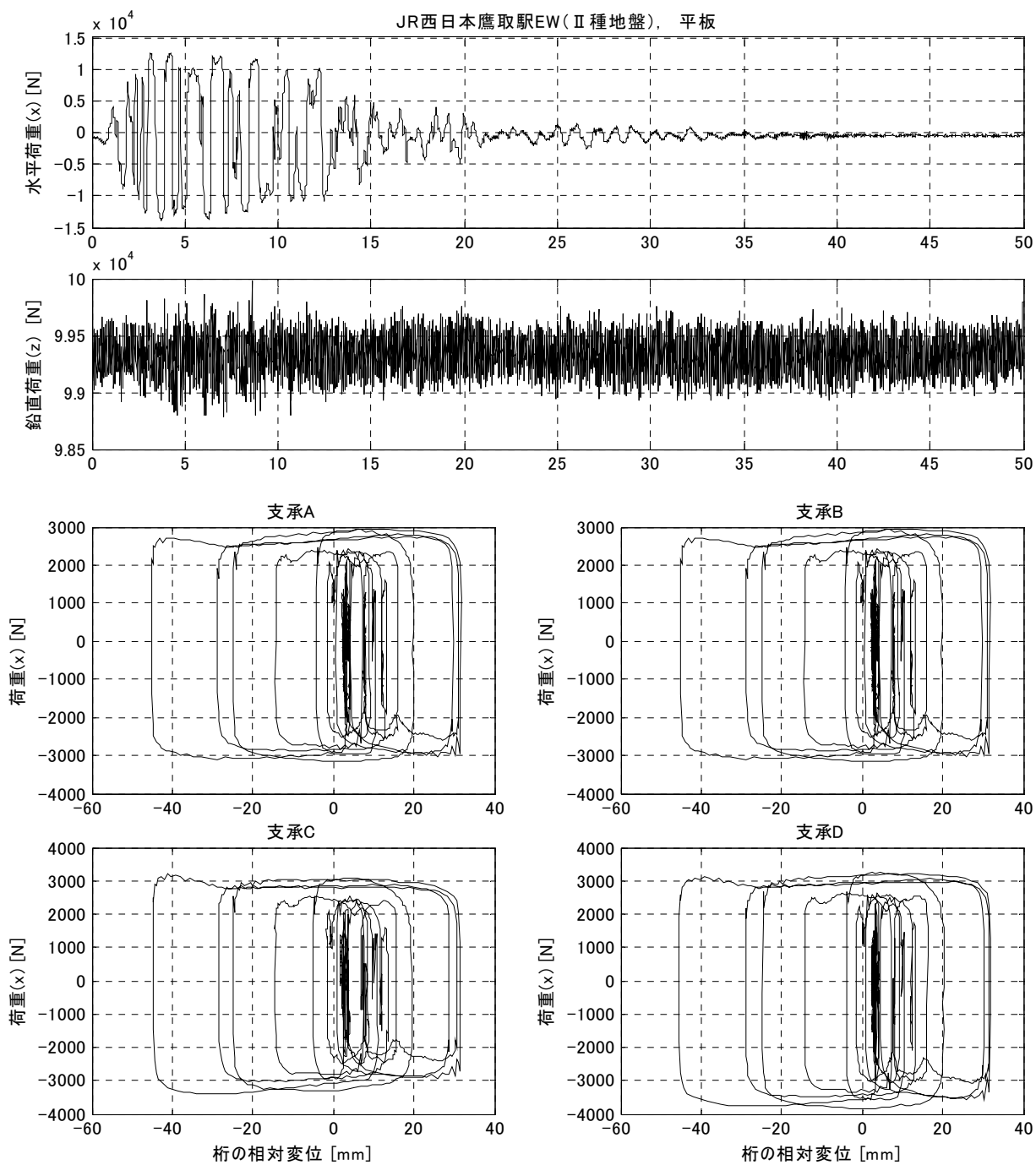


図 4A-35-2 滑り支承(Ⅱ-Ⅱ-2)

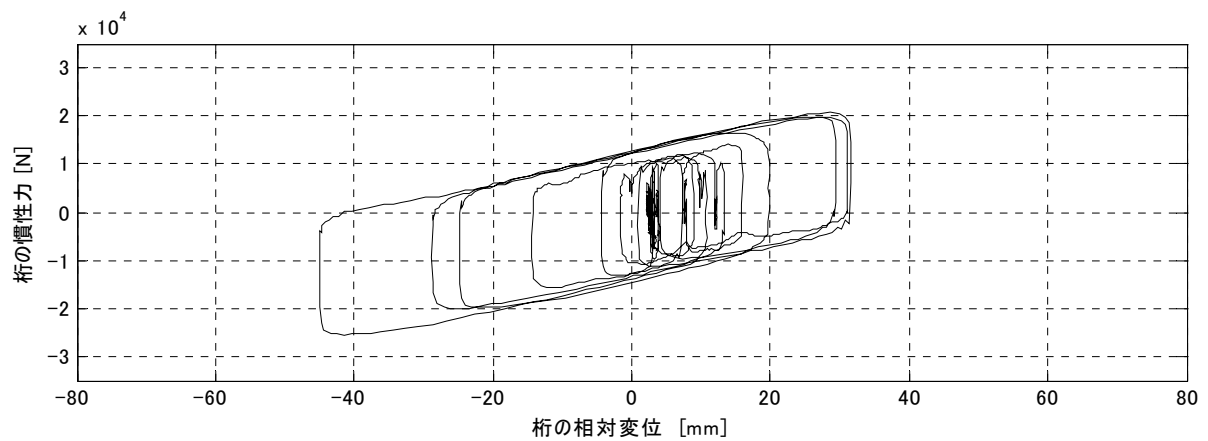
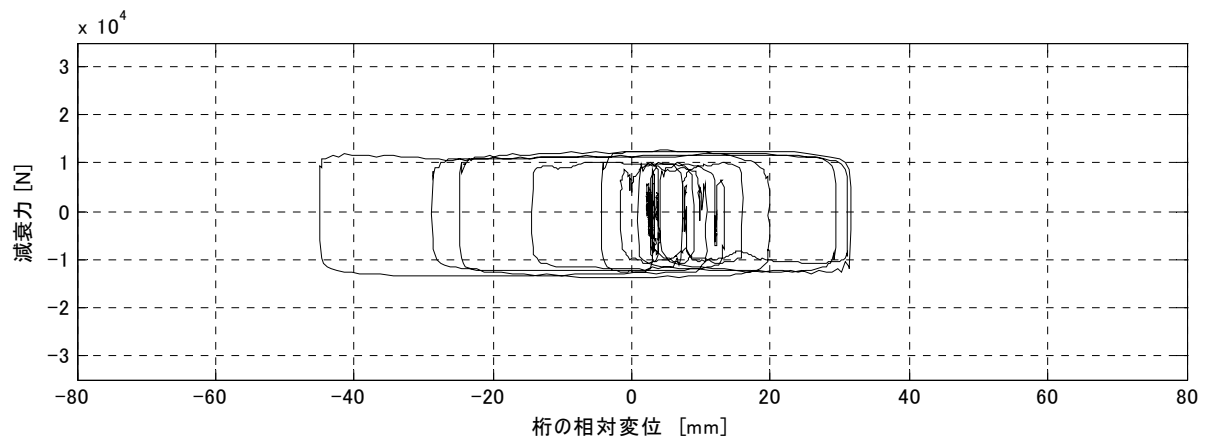
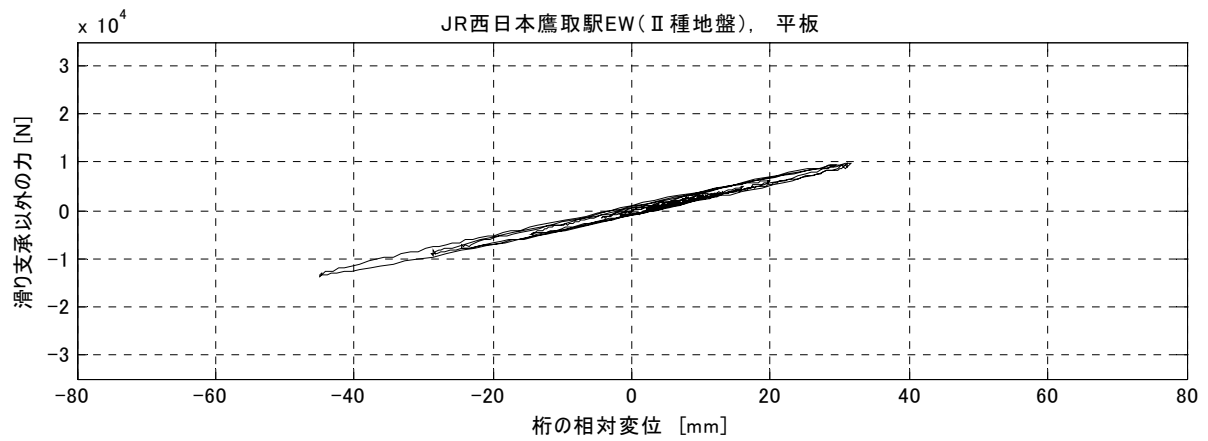


図 4A-35-3 履歴曲線(Ⅱ-Ⅱ-2)

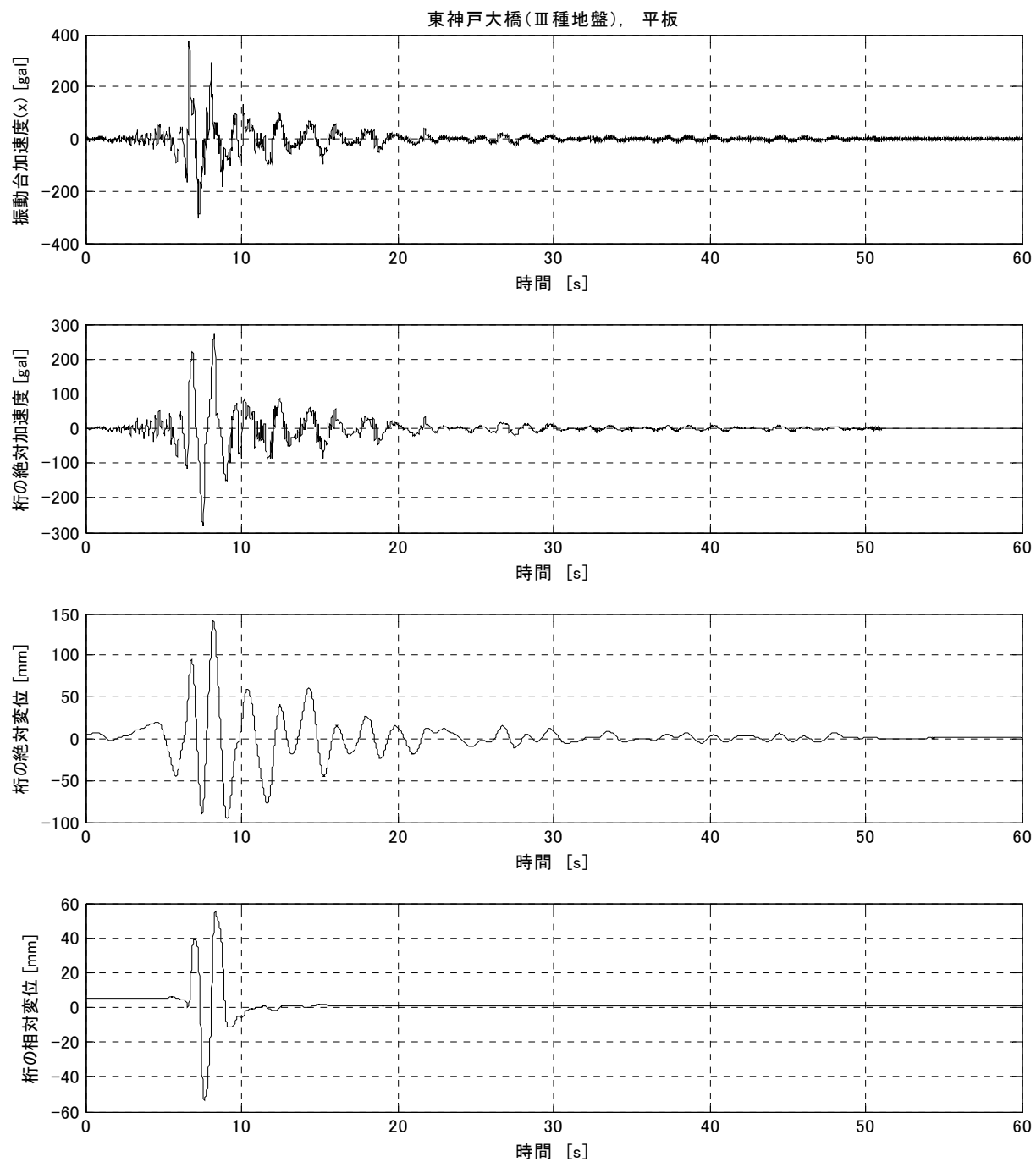


図 4A-36-1 時刻歴波形(Ⅱ-Ⅲ-2)

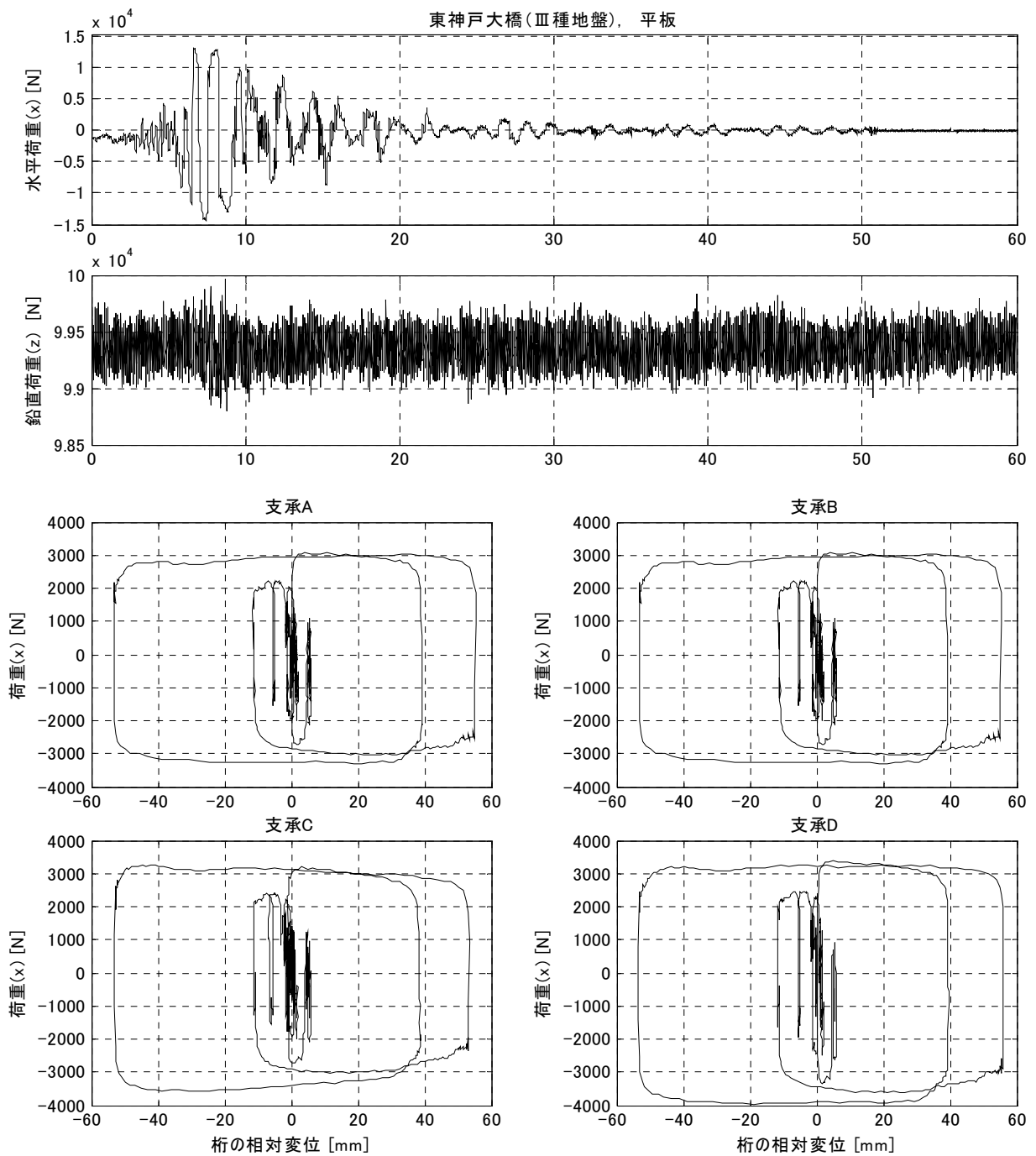


図 4A-36-2 滑り支承(Ⅱ-Ⅲ-2)

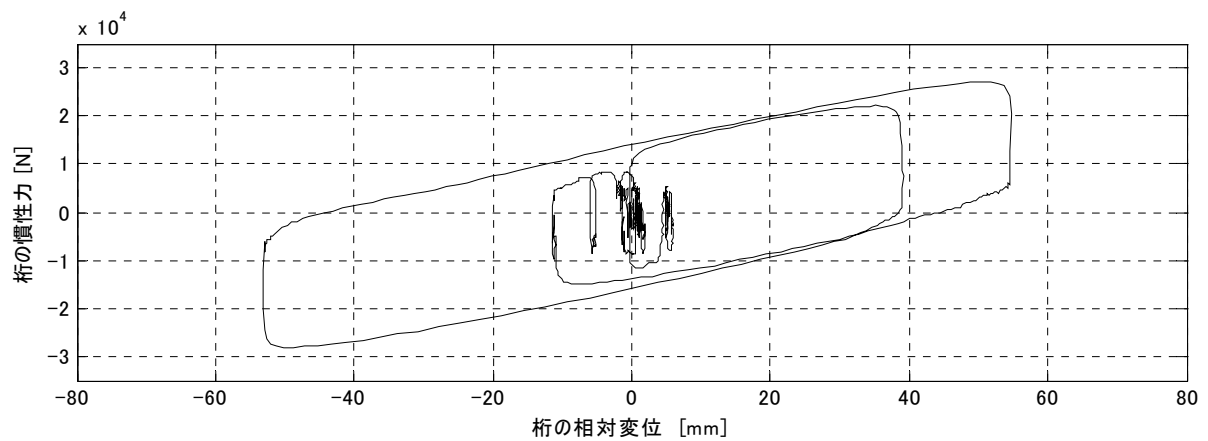
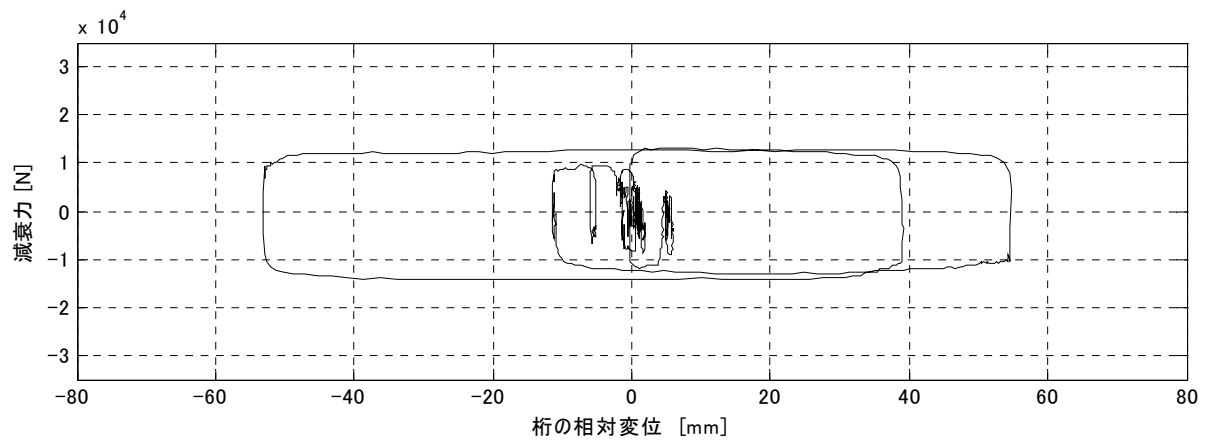
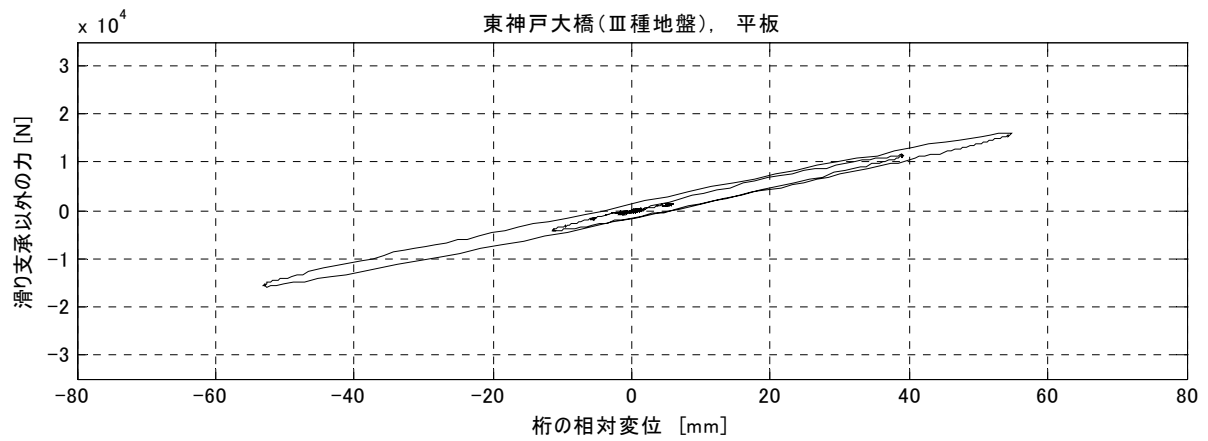


図 4A-36-3 履歴曲線(Ⅱ-Ⅲ-2)

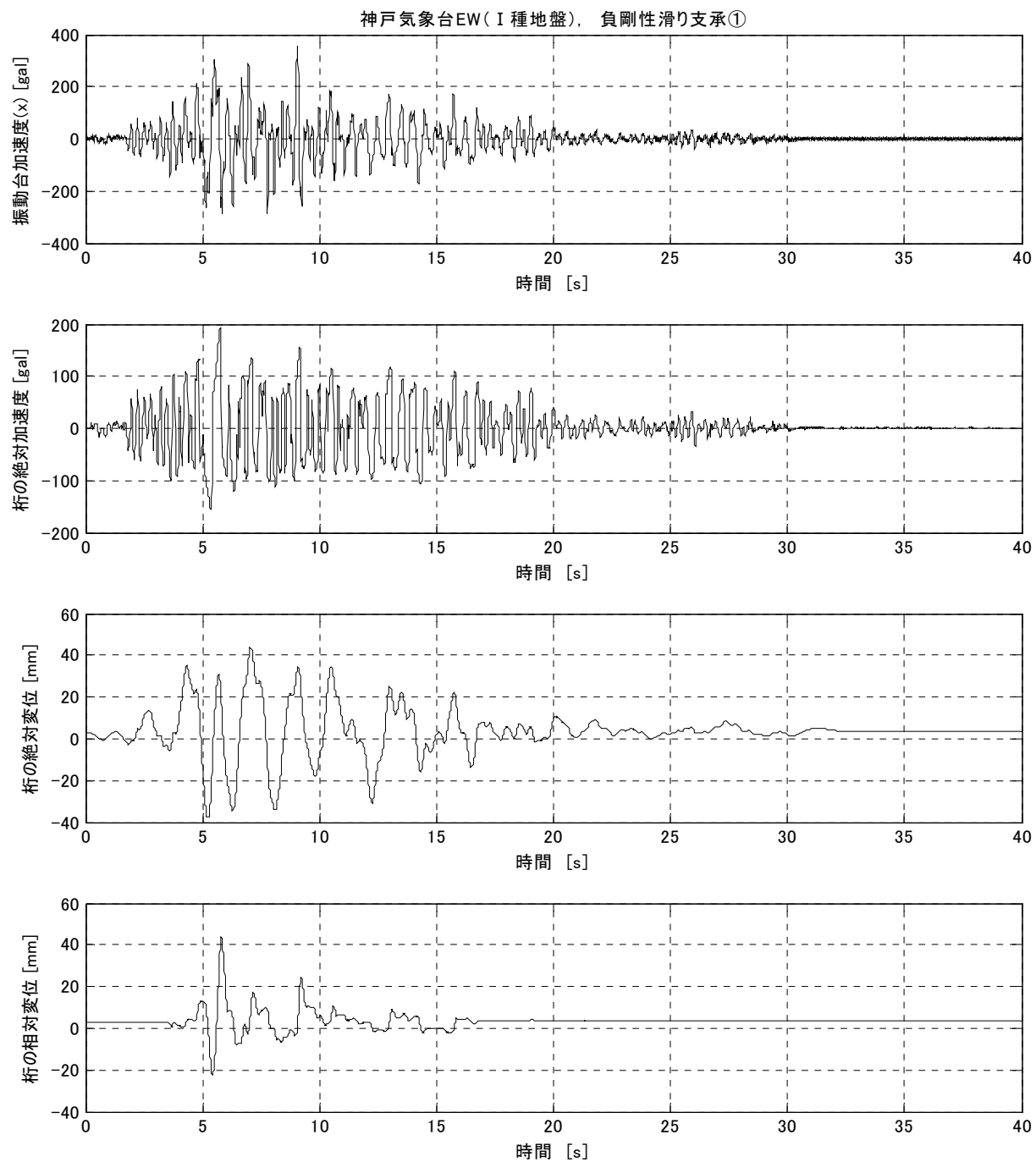


図4A -37-1 時刻歴波形(Ⅱ - I - 2)

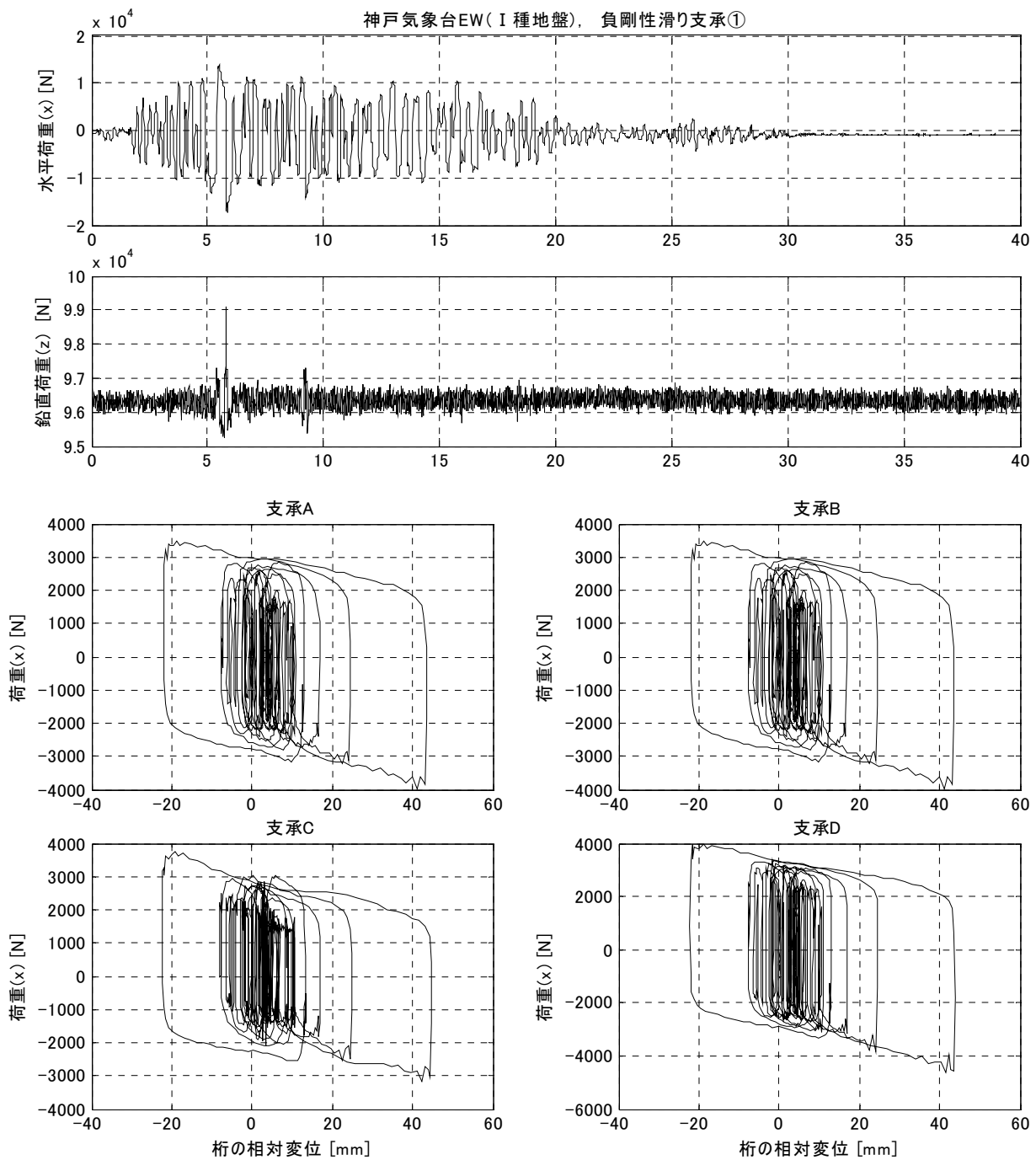


図 4A-37-2 滑り支承(Ⅱ-I-2)

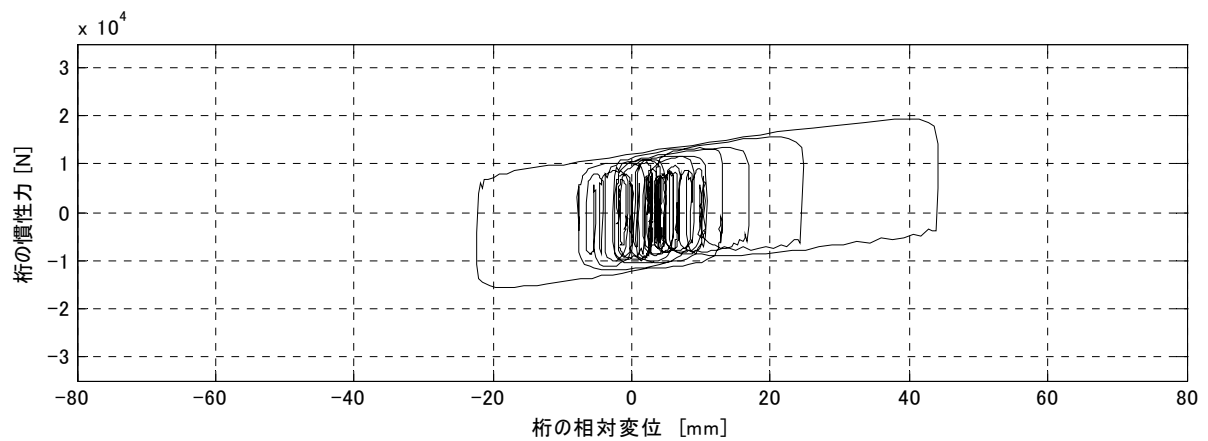
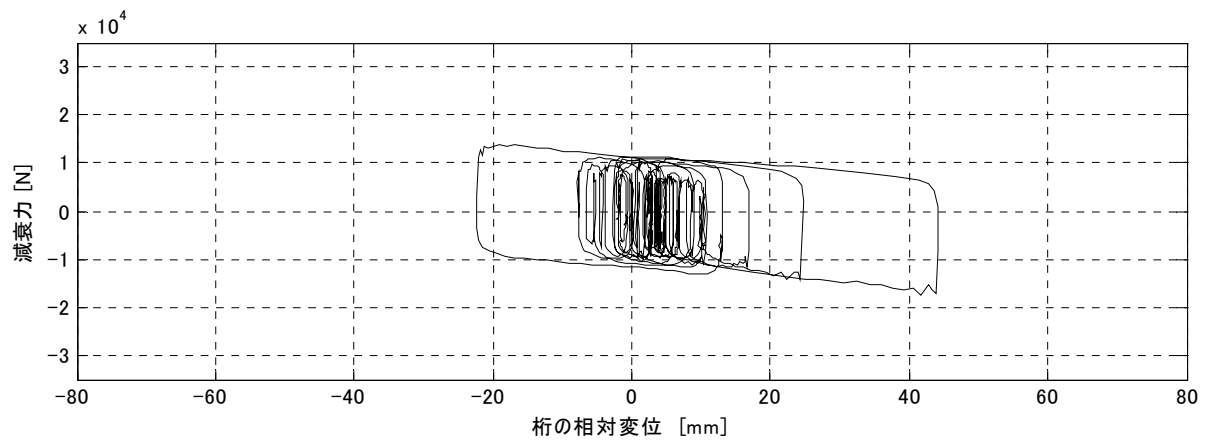
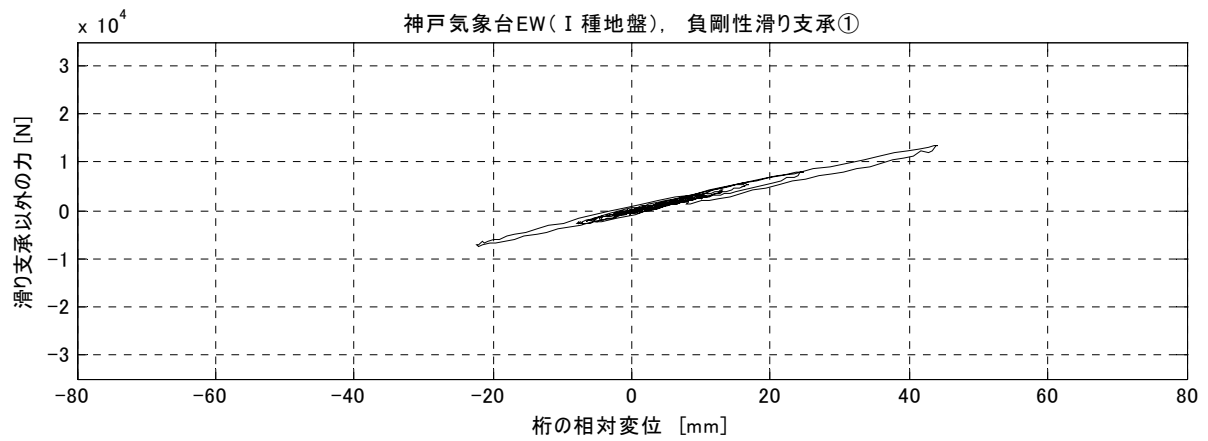


図 4A-37-3 履歴曲線(Ⅱ-I-2)

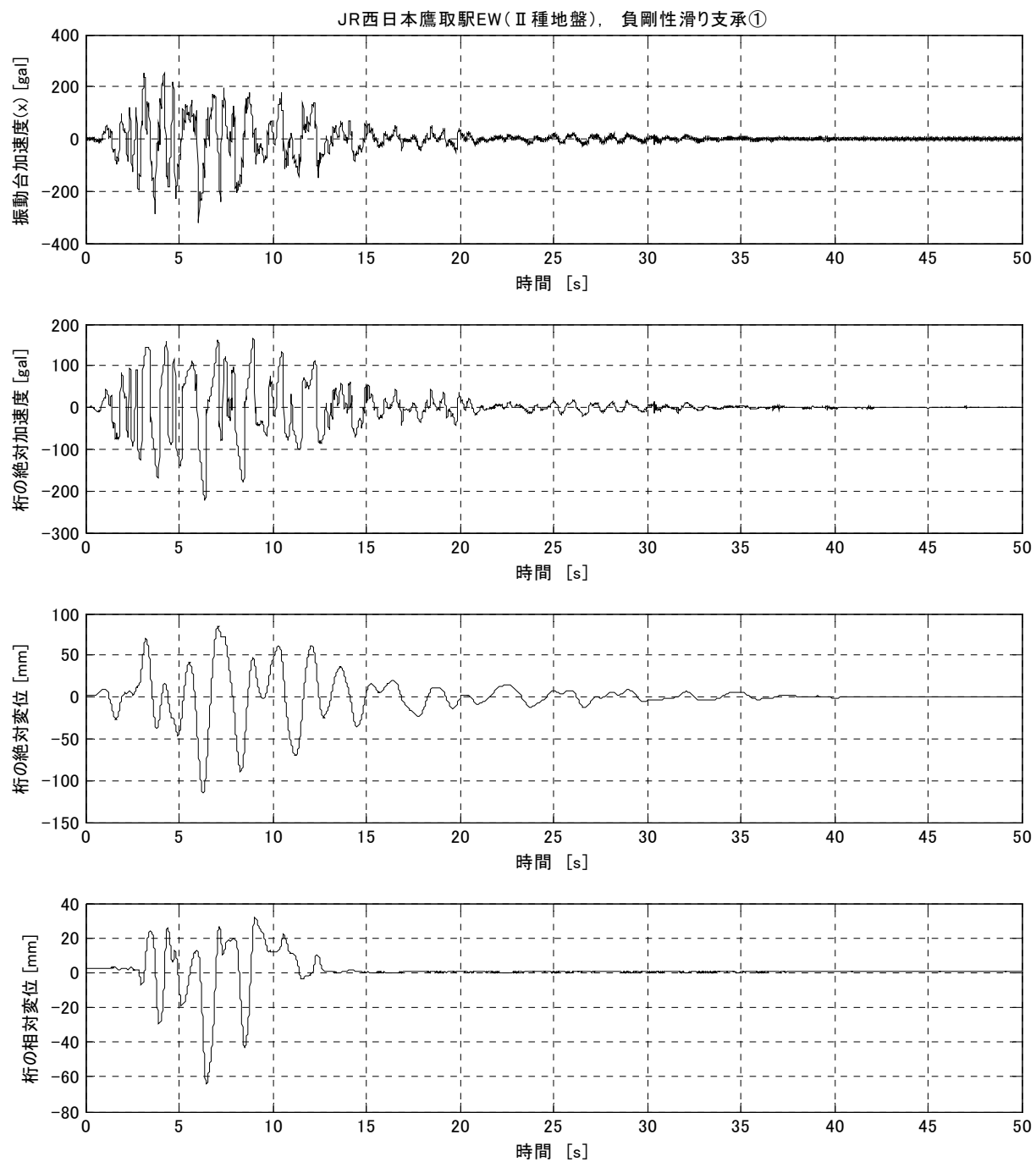


図 4A-38-1 時刻歴波形(Ⅱ-Ⅱ-2)

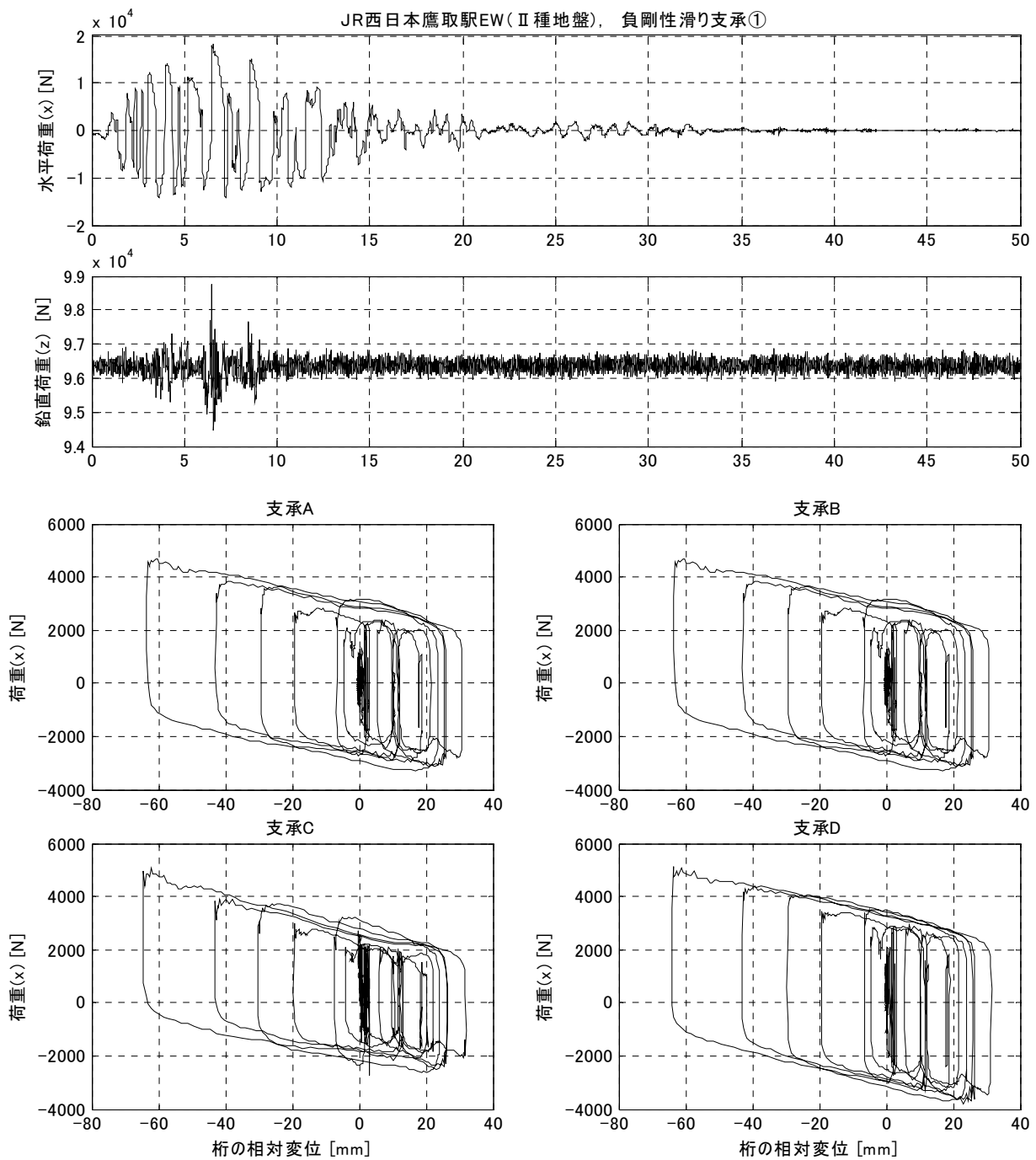


図 4A-38-2 滑り支承(Ⅱ-Ⅱ-2)

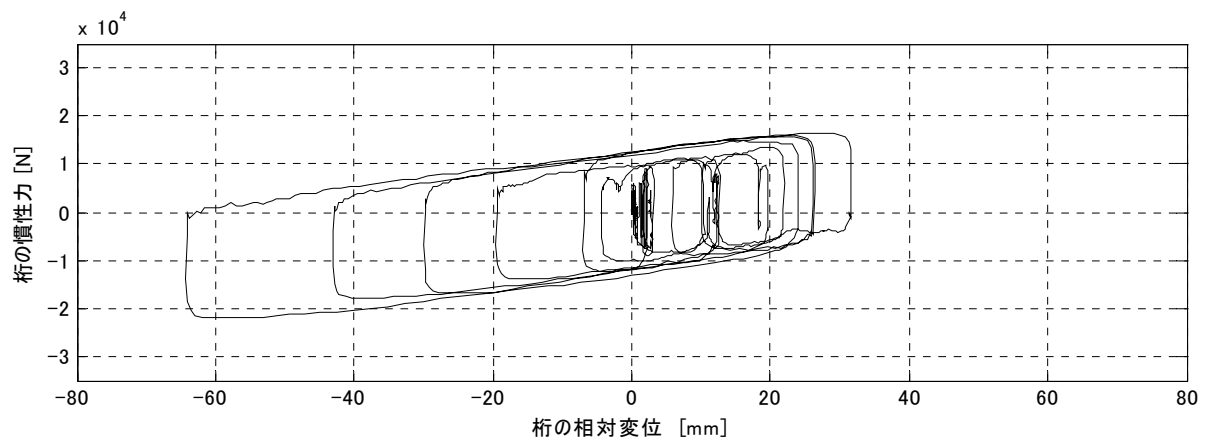
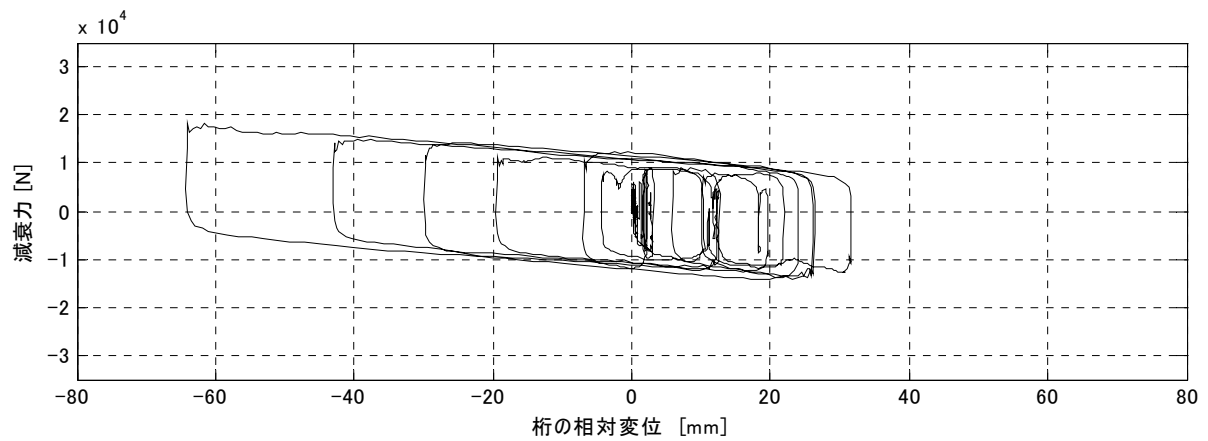
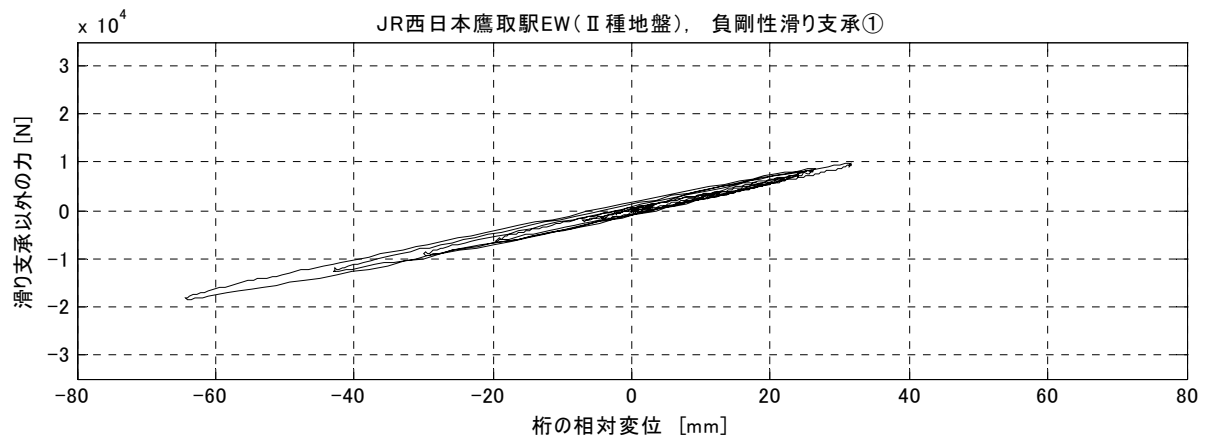


図 4A-38-3 履歴曲線(Ⅱ-Ⅱ-2)

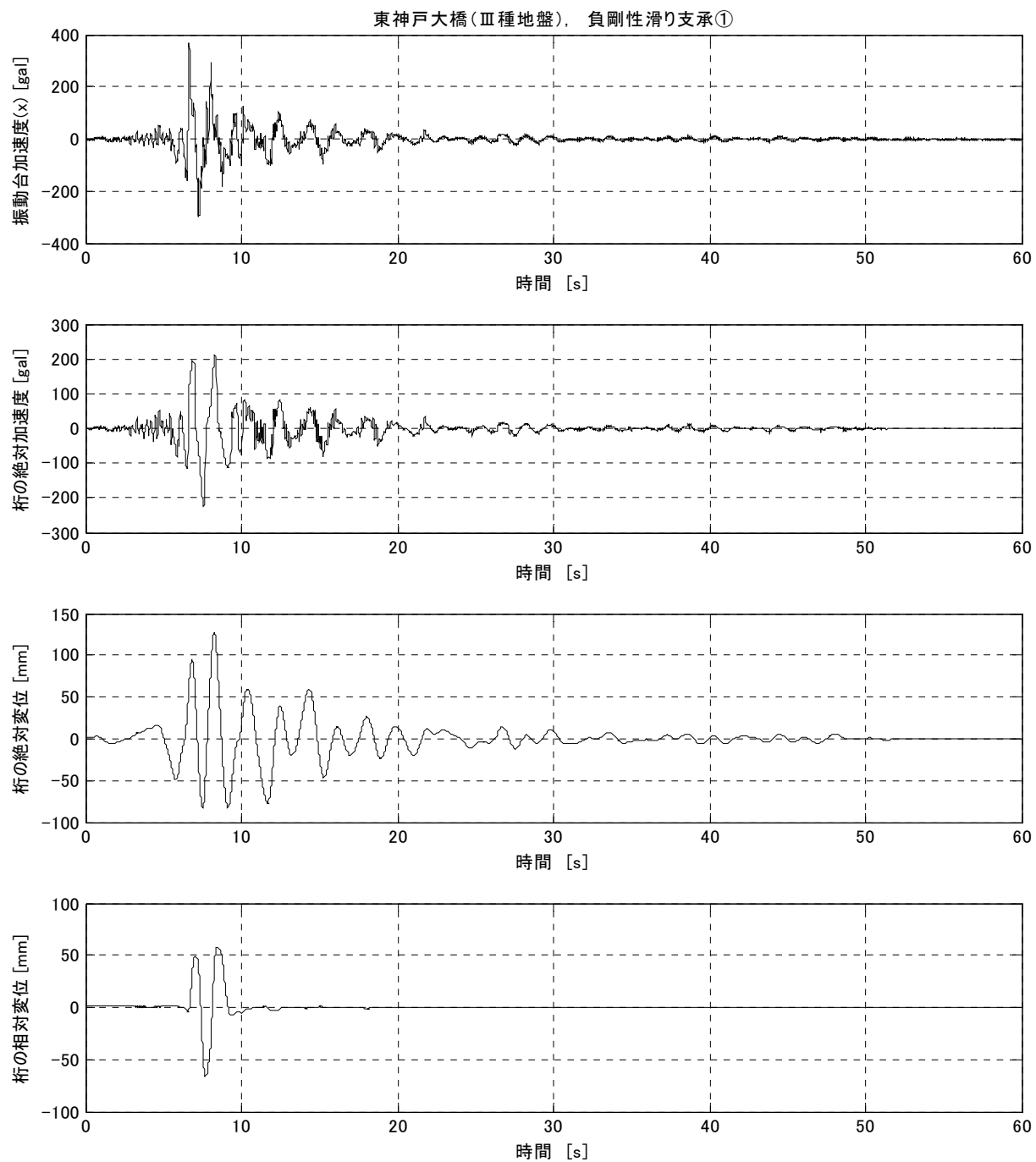


図 4A-39-1 時刻歴波形(Ⅱ-Ⅲ-2)

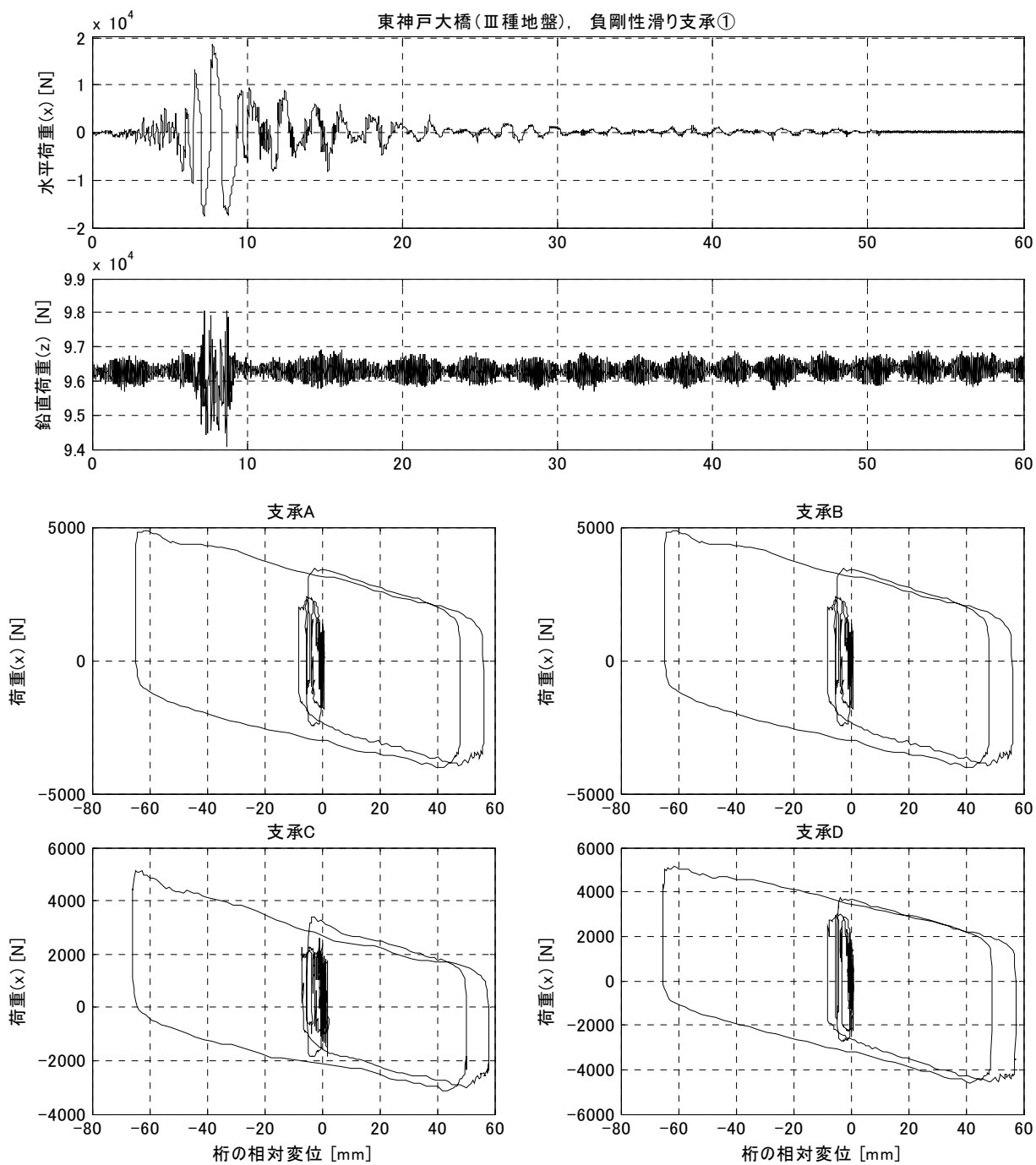


図 4A-39-2 滑り支承(Ⅱ-Ⅲ-2)

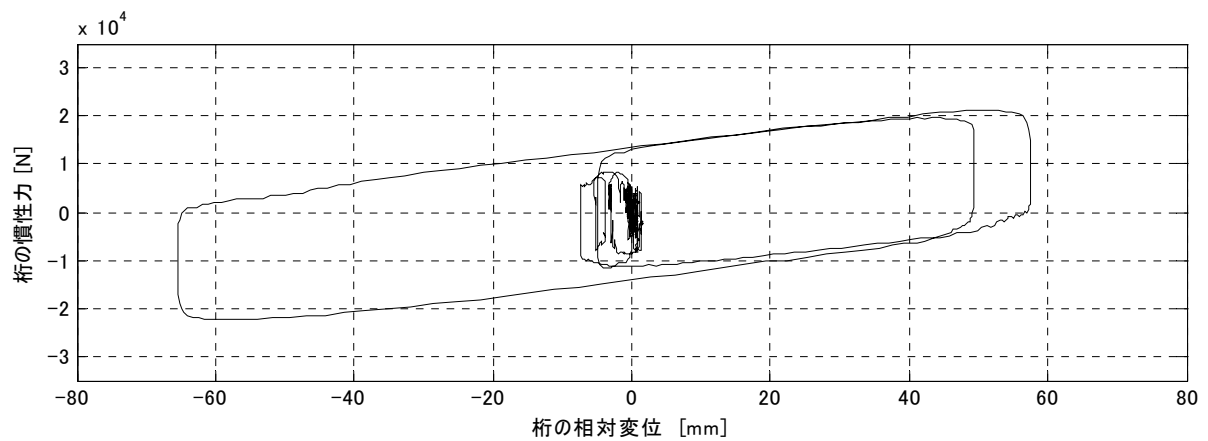
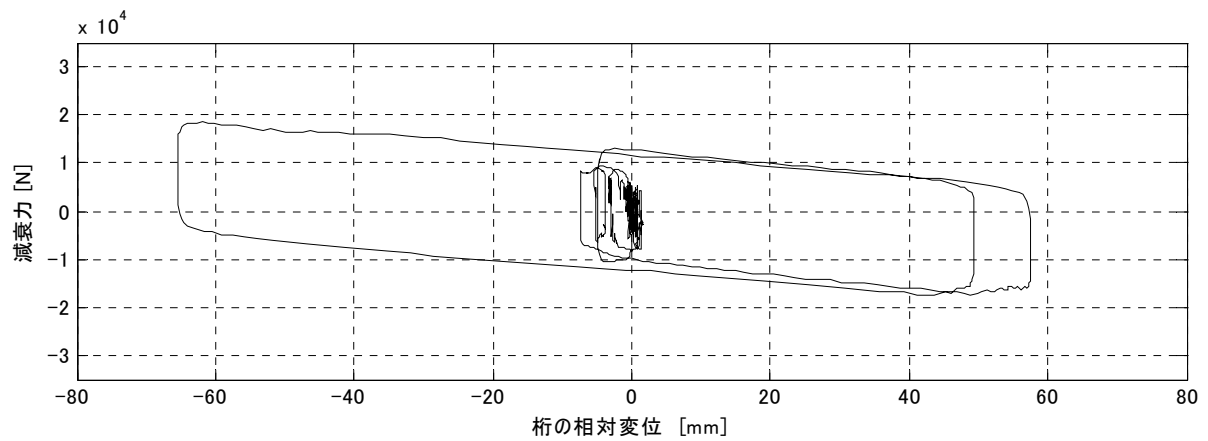
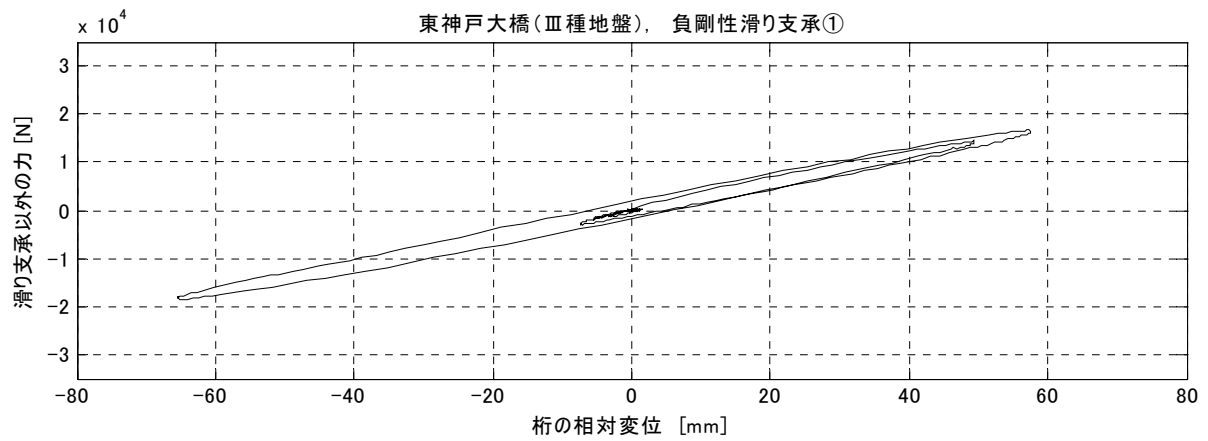


図 4A-39-3 履歴曲線(Ⅱ-Ⅲ-2)

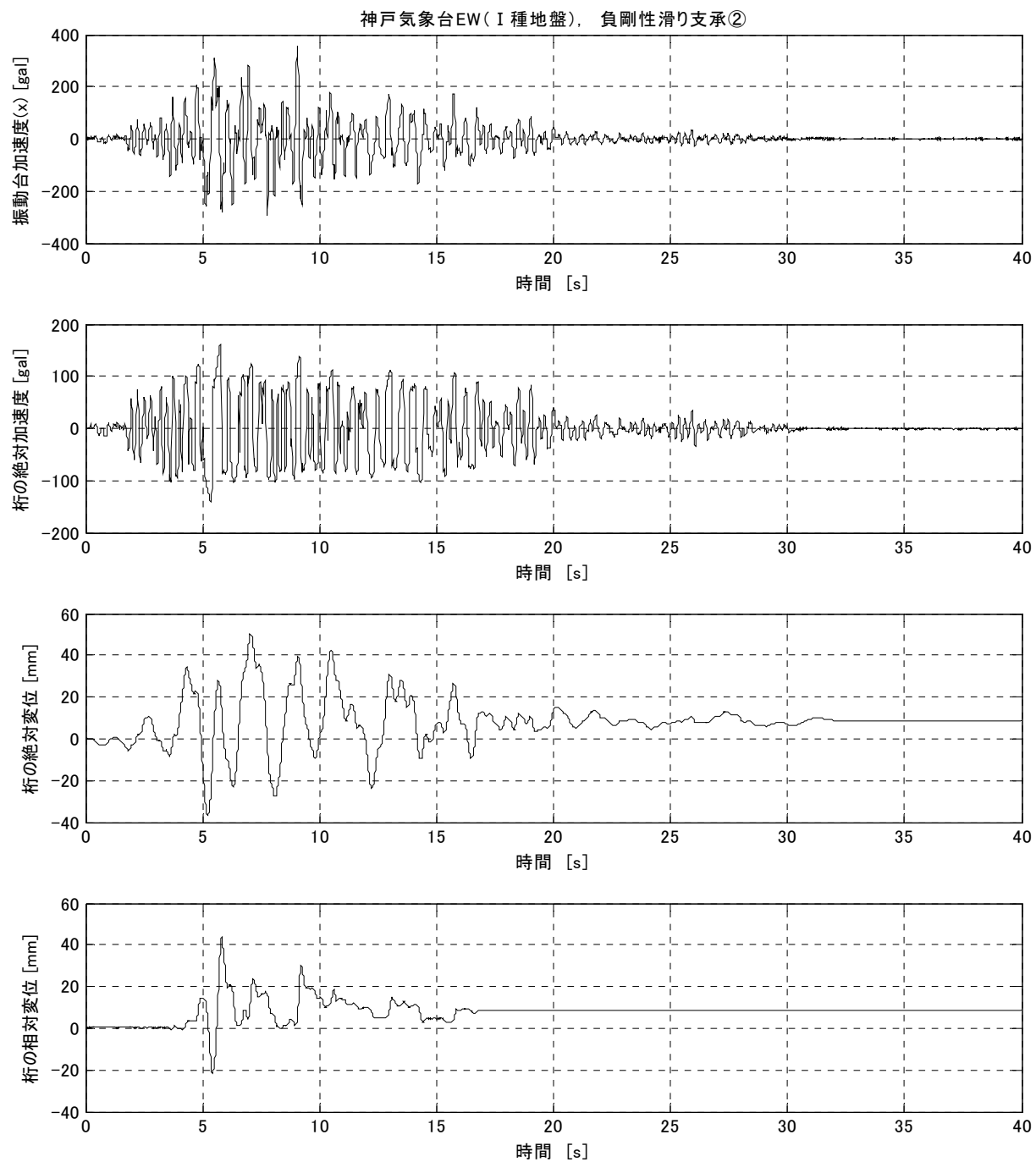


図 4A-40-1 時刻歴波形(Ⅱ-I-2)

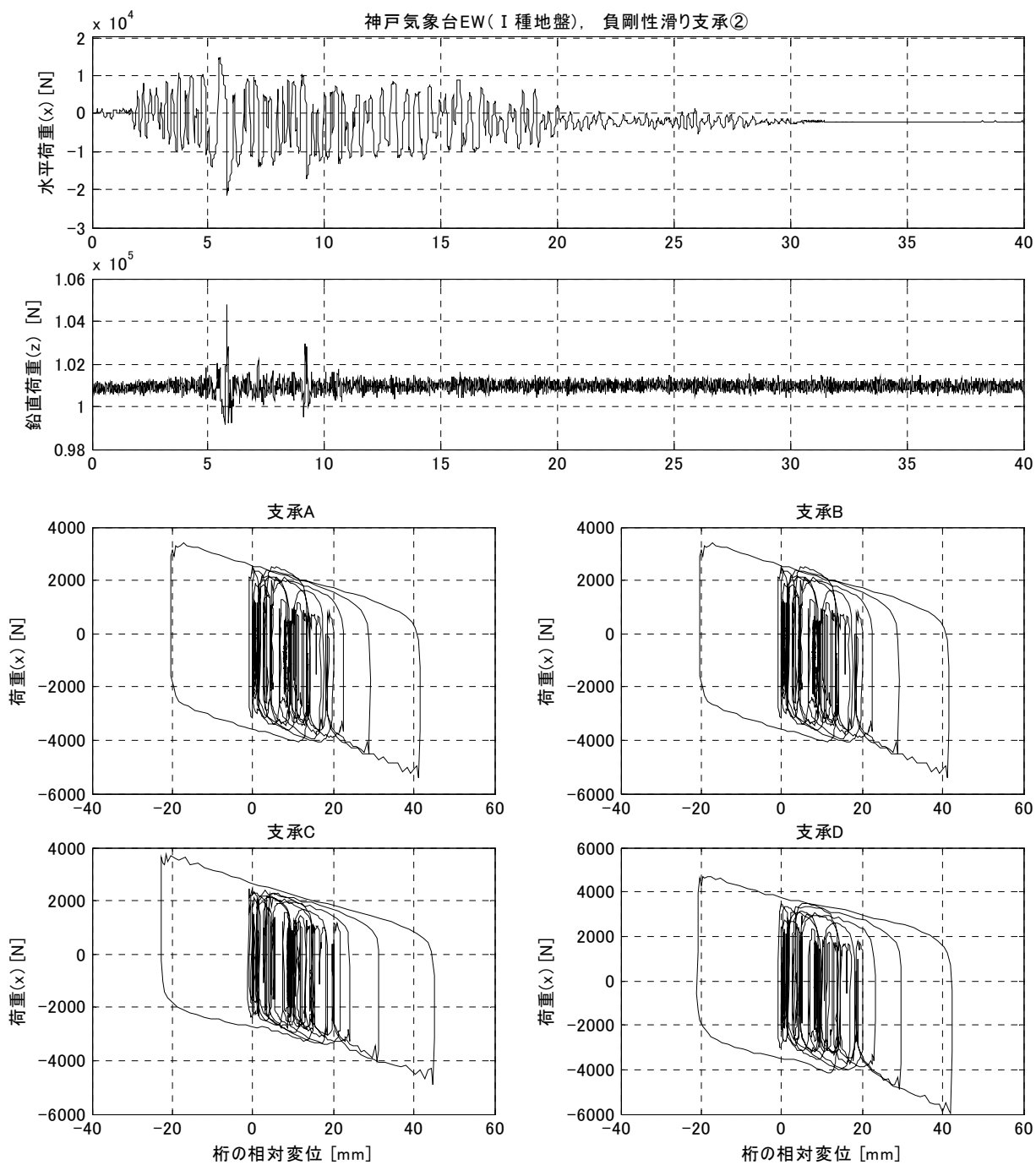


図 4A-40-2 滑り支承(Ⅱ-I-2)

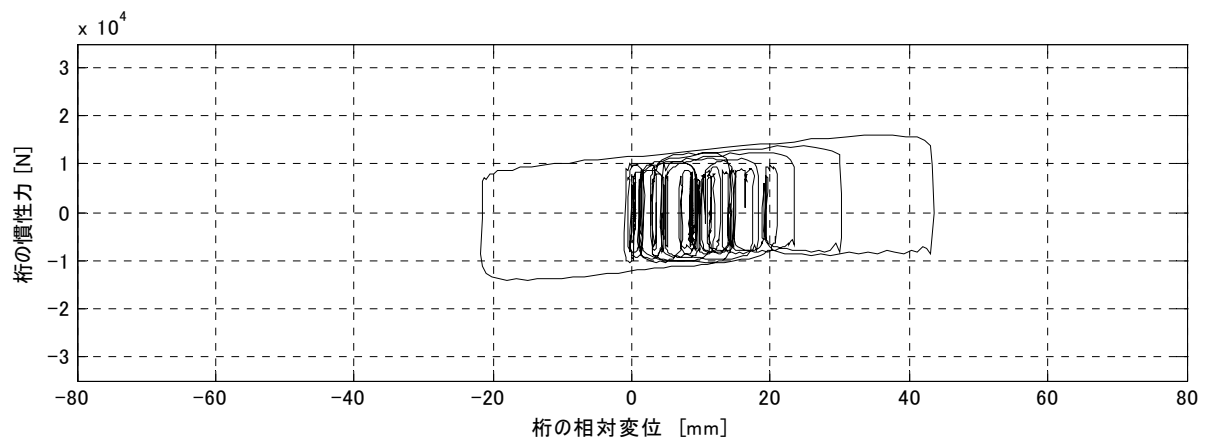
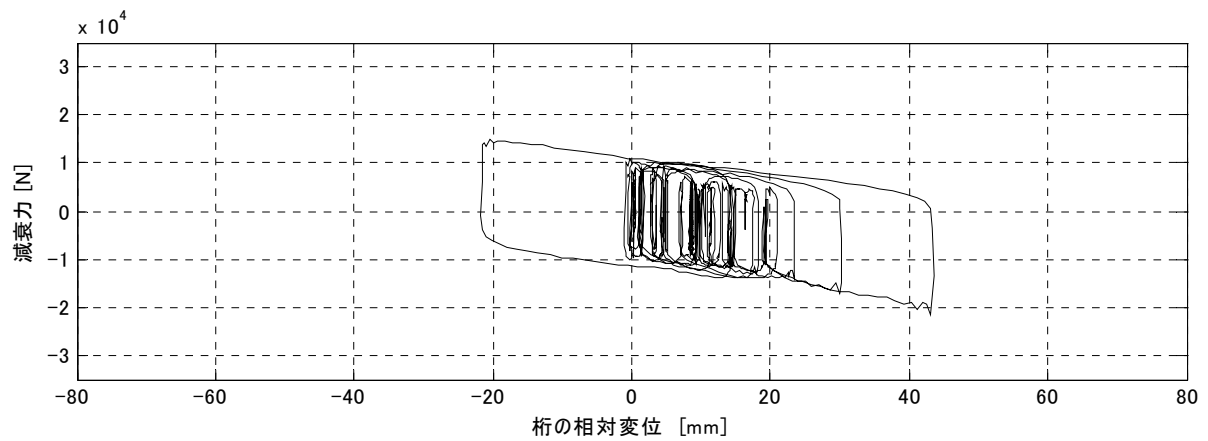
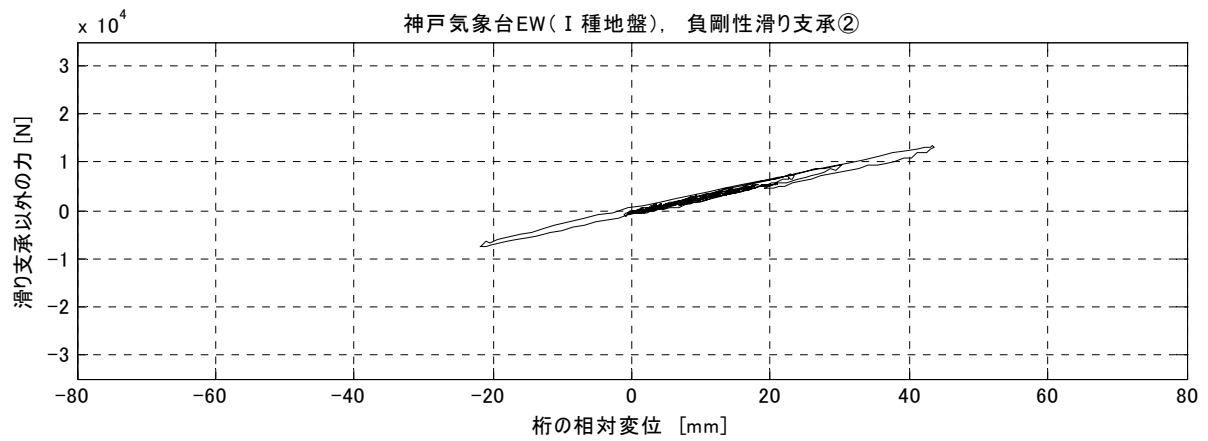


図 4A-40-3 履歴曲線(Ⅱ-I-2)

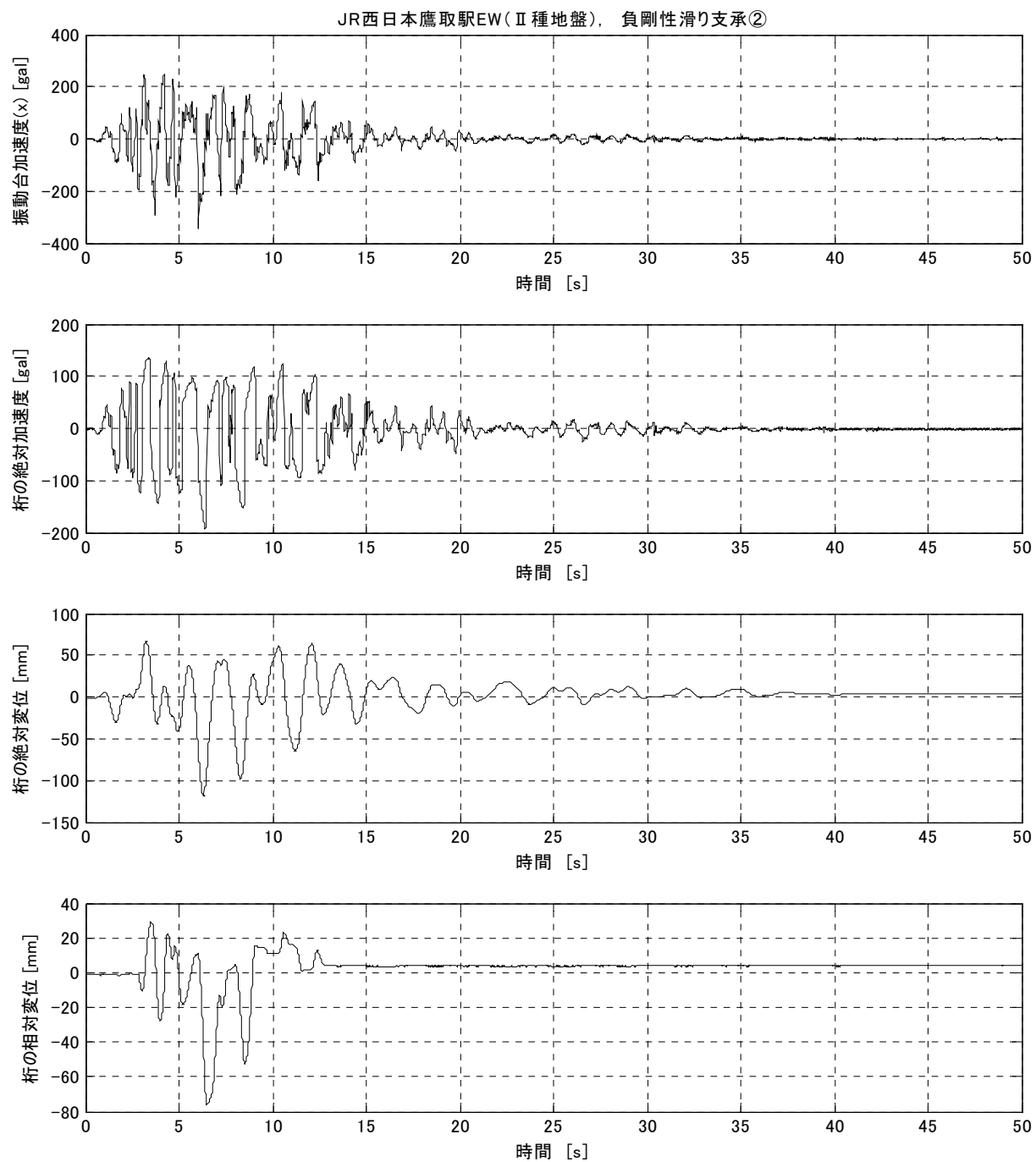


図 4A-41-1 時刻歴波形(Ⅱ-Ⅱ-2)

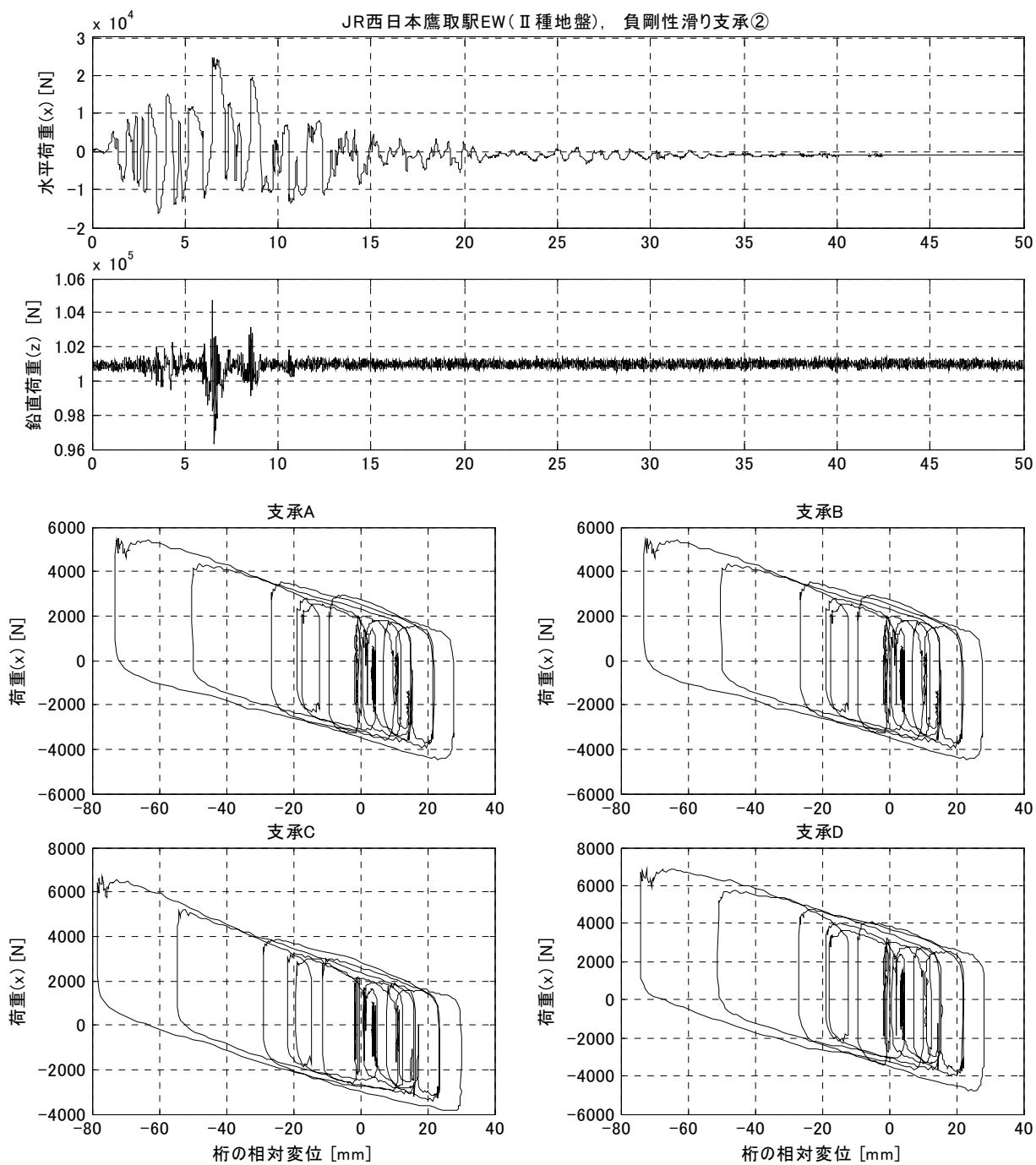


図 4A-41-2 滑り支承(Ⅱ-Ⅱ-2)

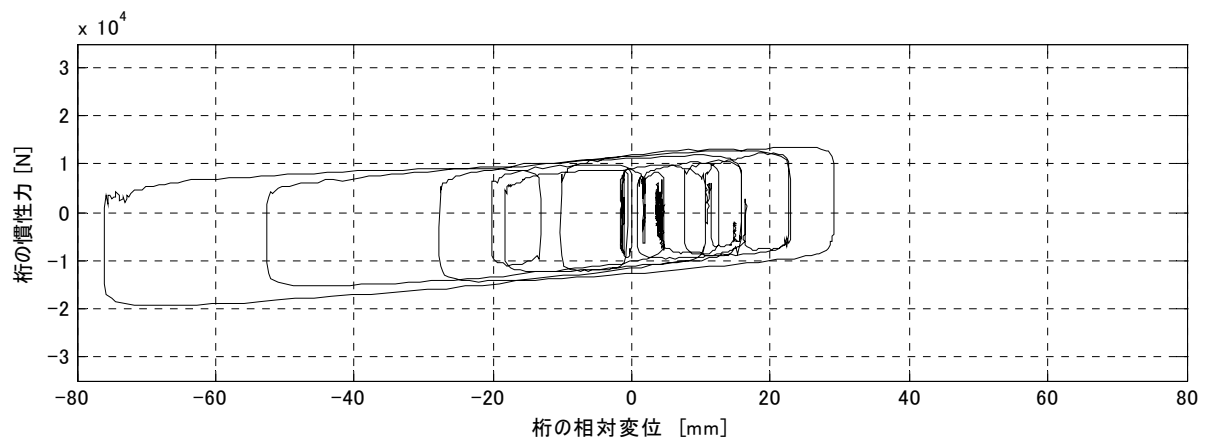
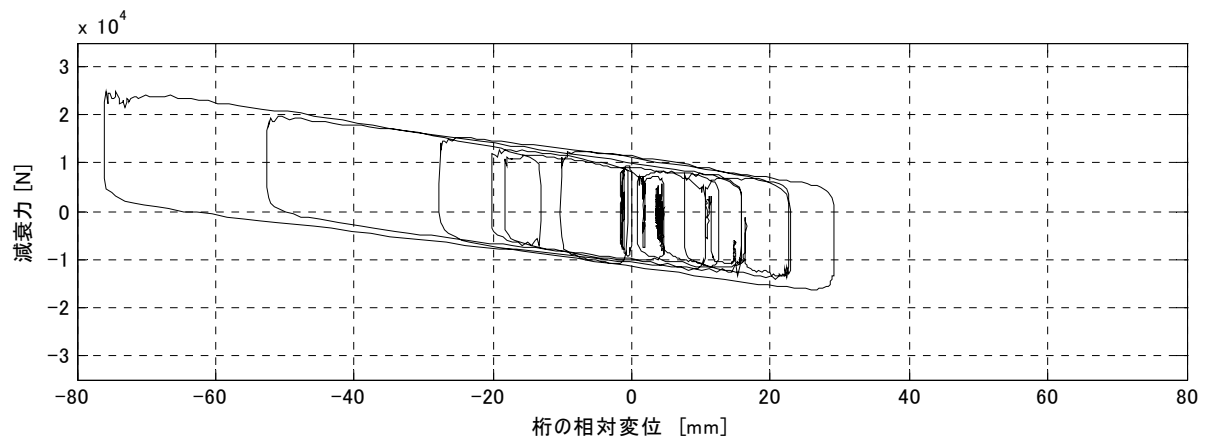
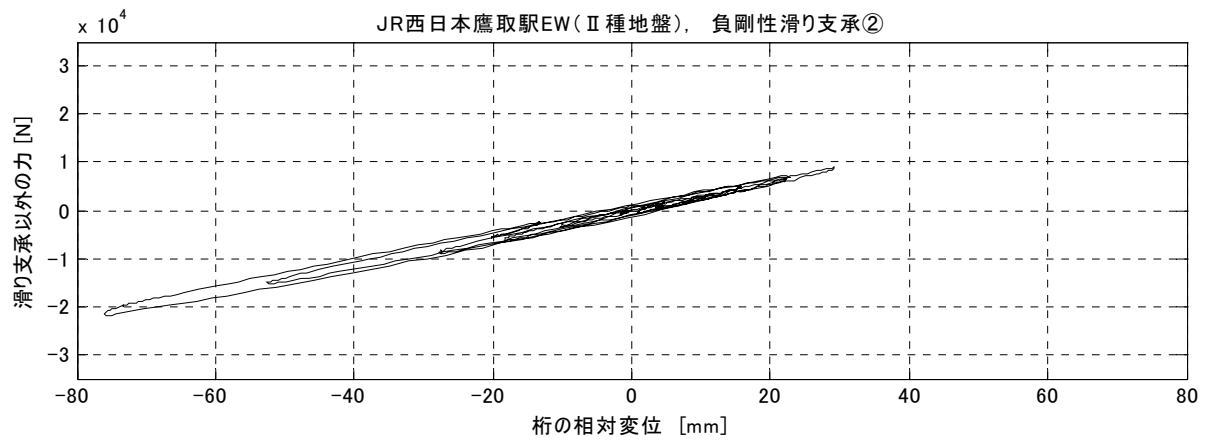


図 4A-41-3 履歴曲線(Ⅱ-Ⅱ-2)

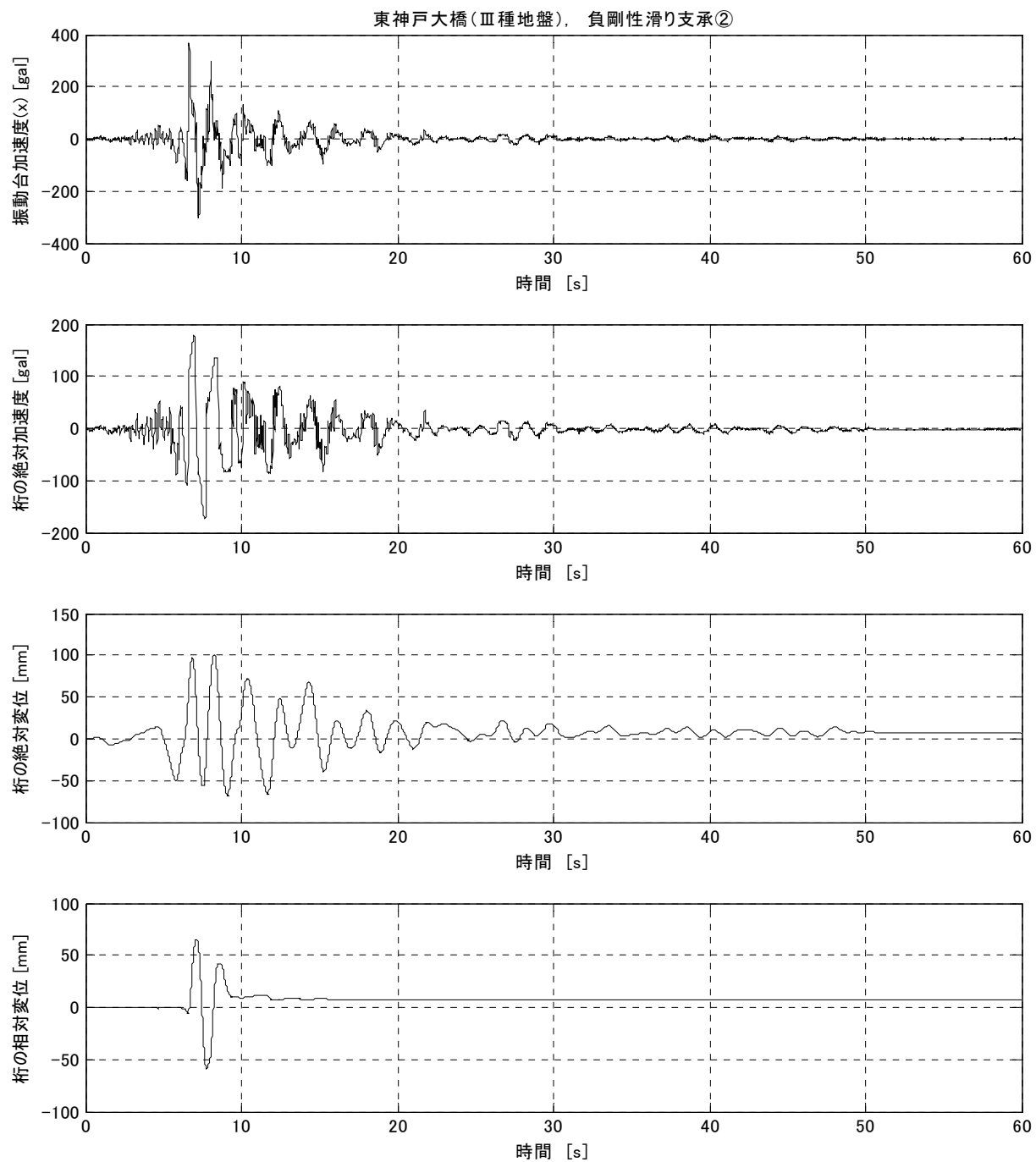


図 4A-42-1 時刻歴波形(Ⅱ-Ⅲ-2)

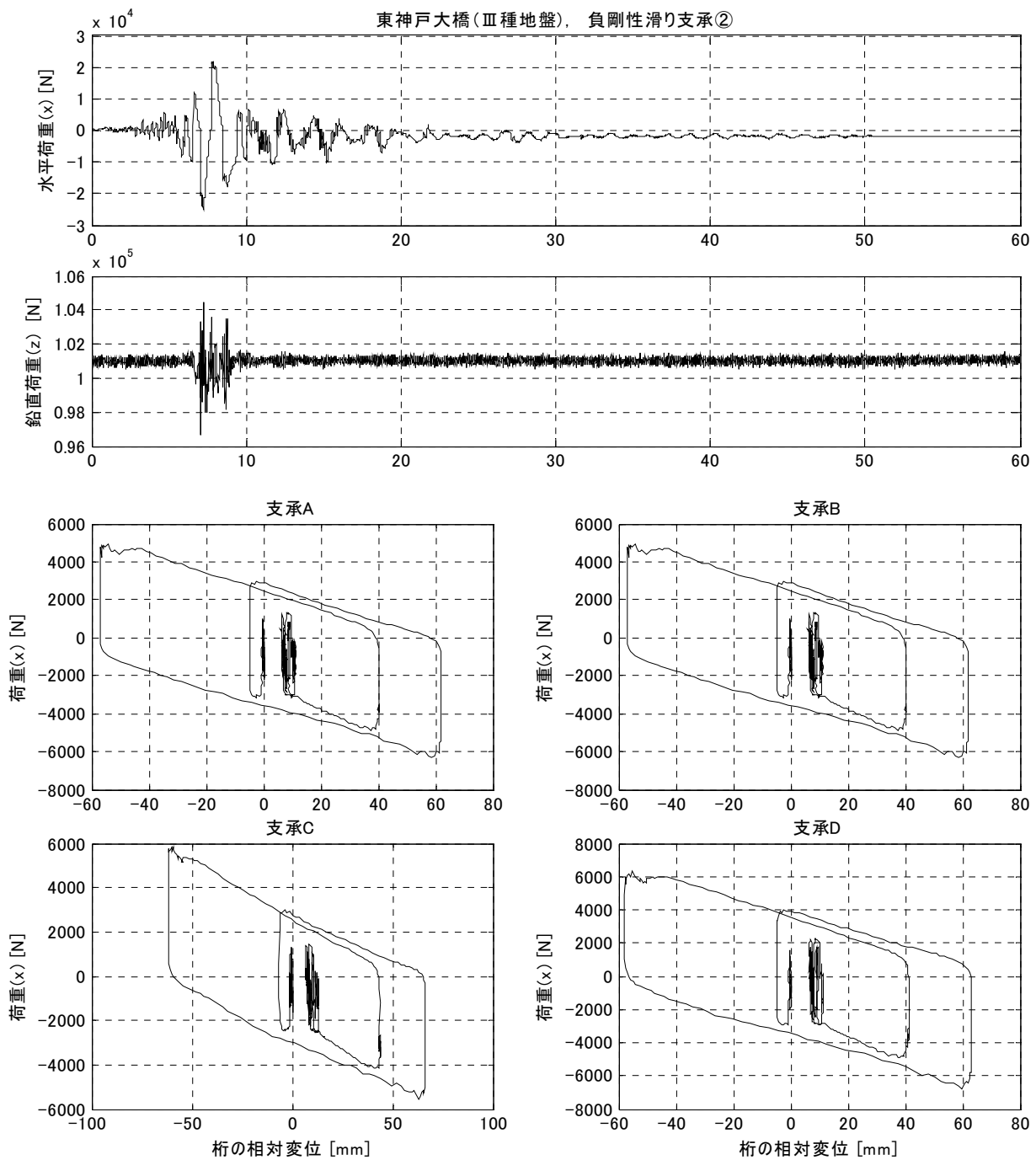


図 4A-42-2 滑り支承(Ⅱ-Ⅲ-2)

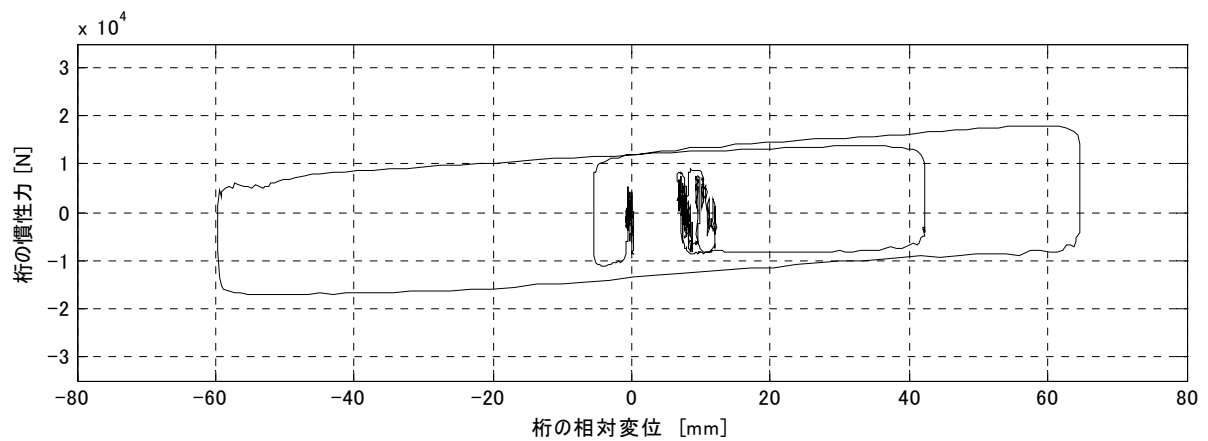
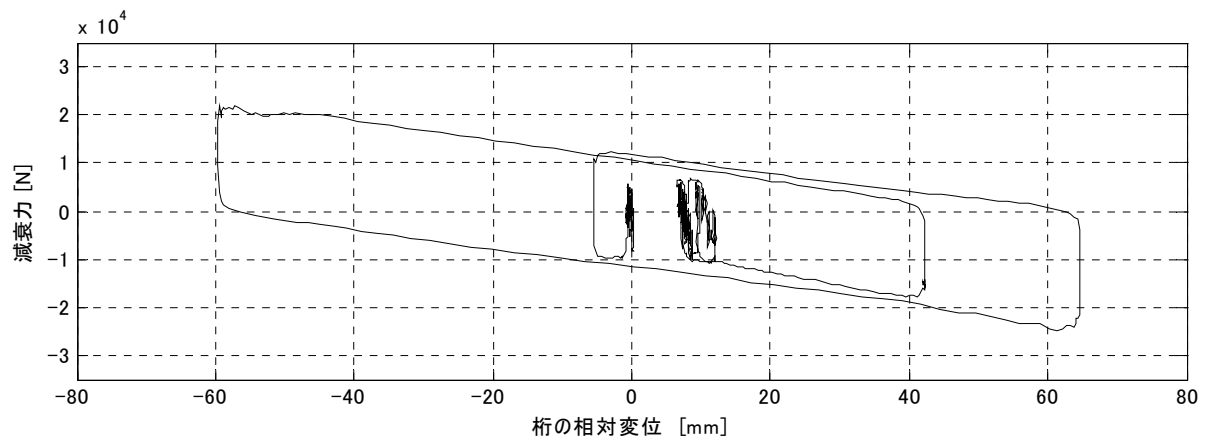
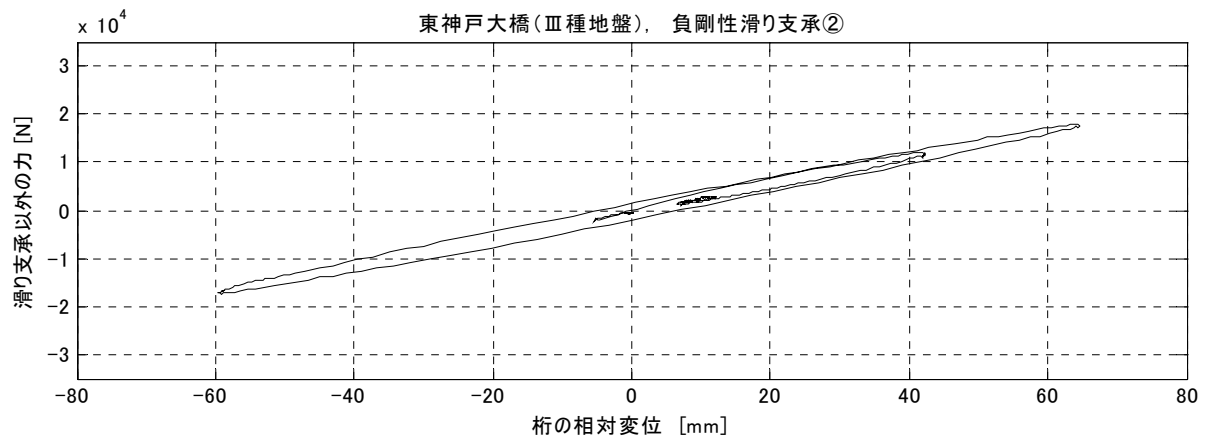


図 4A-42-3 履歴曲線(Ⅱ-Ⅲ-2)

平面すべり支承

I 種地盤 神戸気象台

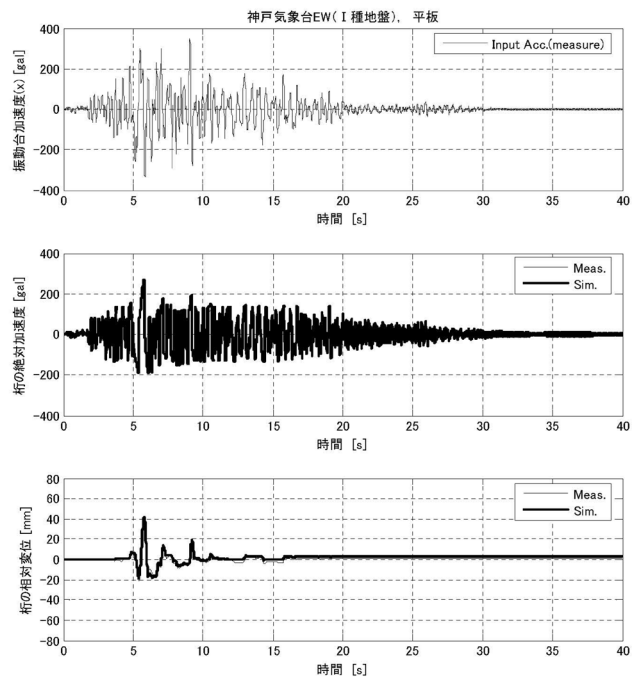


図 4A-43-1 時刻歴波形 (平板／神戸気象台EW)

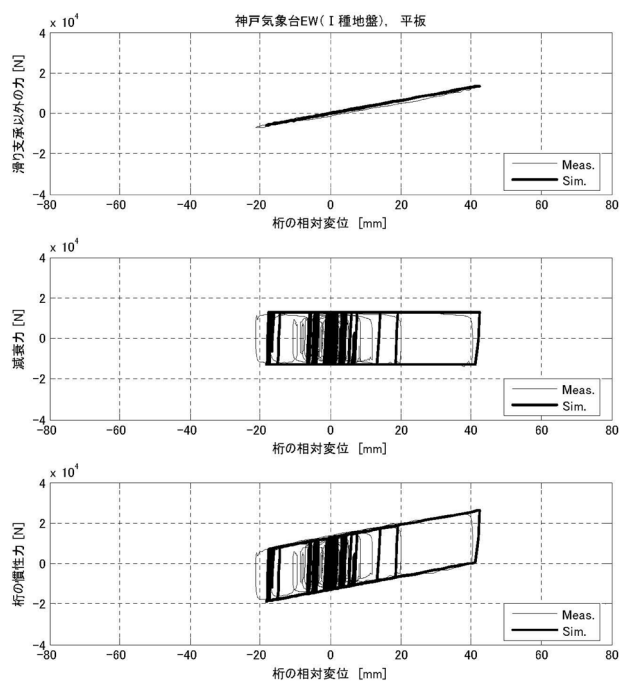


図 4A-43-2 履歴曲線 (平板／神戸気象台EW)

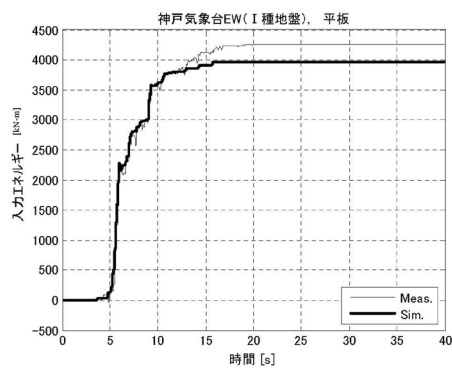


図 4A-43-3 入力エネルギー (平板／神戸気象台EW)

平面すべり支承

Ⅱ種地盤 JR西日本鷹取駅構内地盤

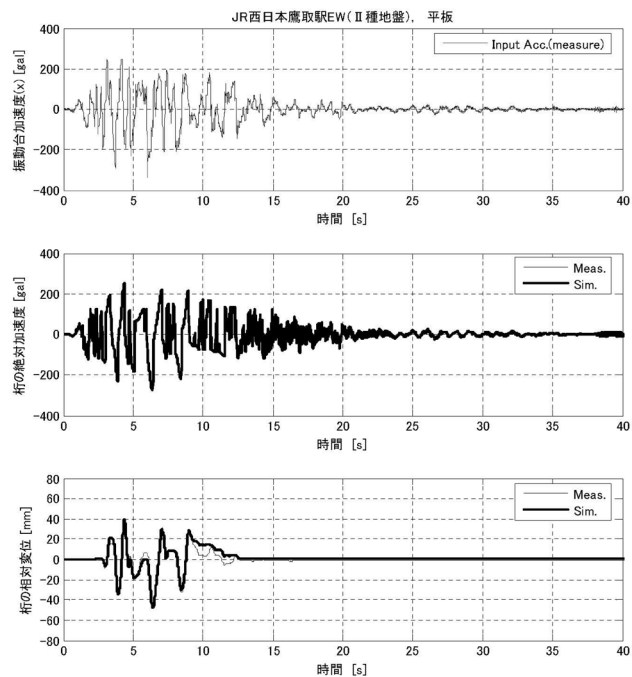


図 4A-44-1 時刻歴波形 (平板／JR鷹取駅EW)

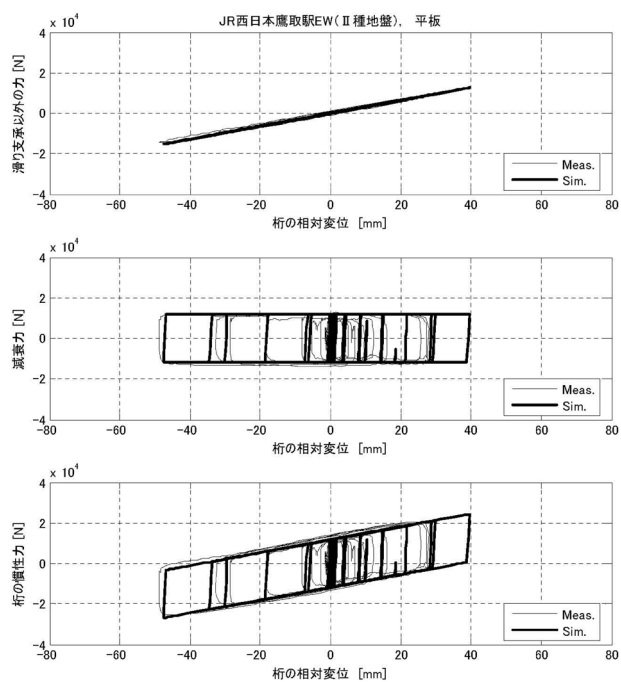


図 4A-44-2 履歴曲線 (平板／JR鷹取駅EW)

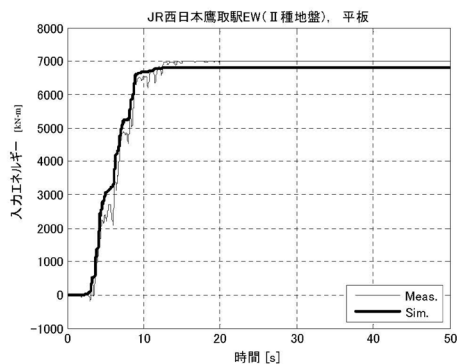


図 4A-44-3 入力エネルギー (平板／JR鷹取駅EW)

平面すべり支承

Ⅲ種地盤 東神戸大橋

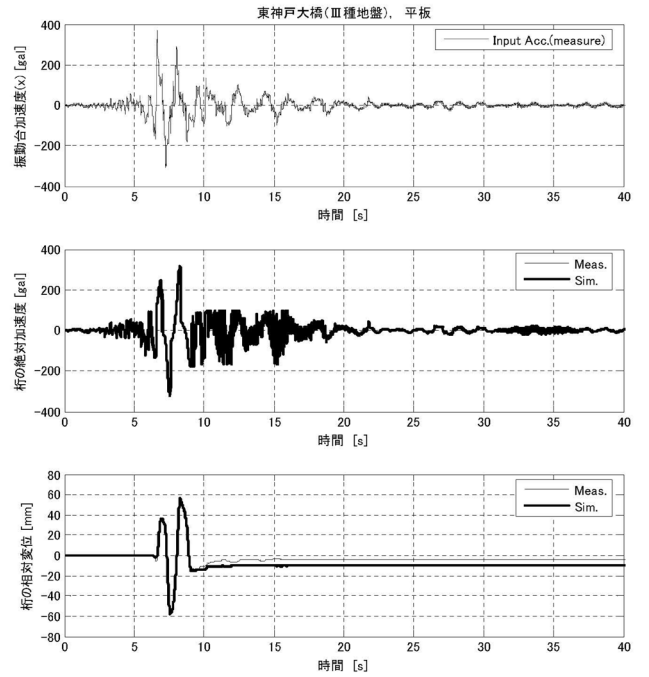


図 4A-45-1 時刻歴波形 (平板／東神戸大橋)

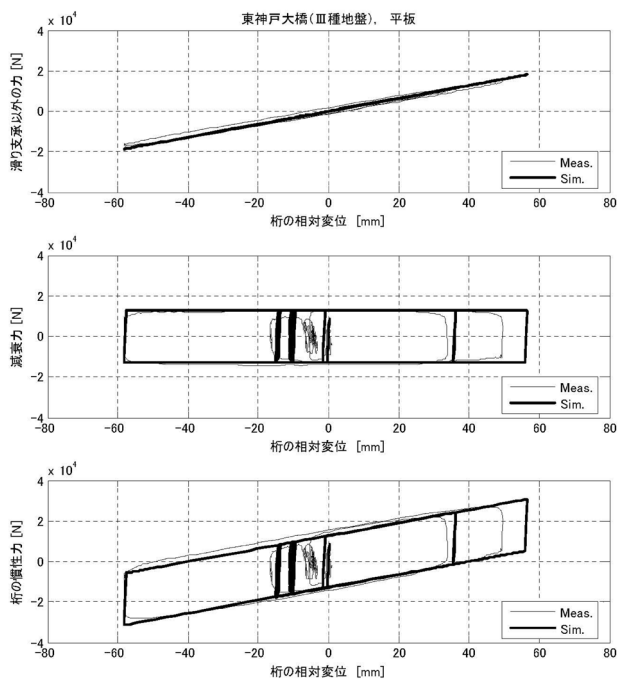


図 4A-45-2 履歴曲線 (平板／東神戸大橋)

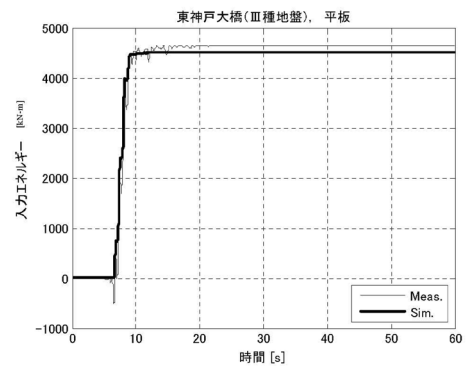


図 4A-45-3 入力エネルギー (平板／東神戸大橋)

負剛性すべり支承①

R828

I 種地盤 神戸気象台

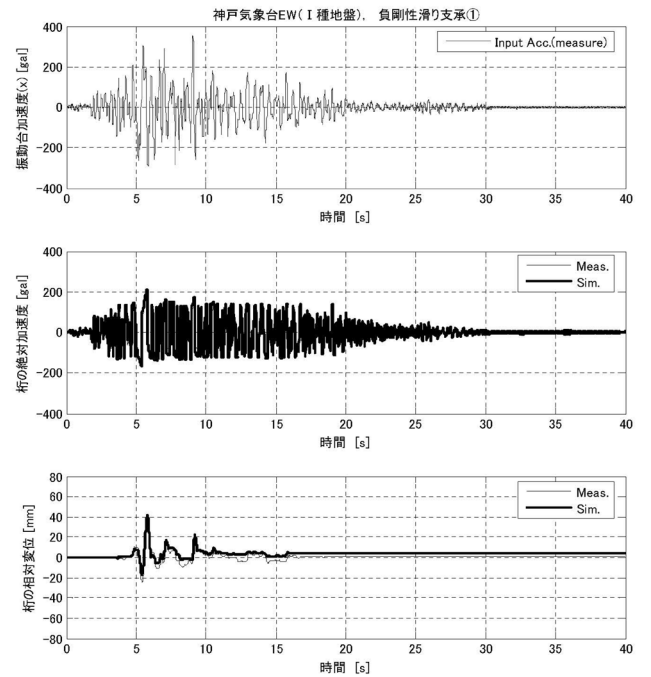


図 4A-46-1 時刻歴波形 (負剛性①／神戸気象台EW)

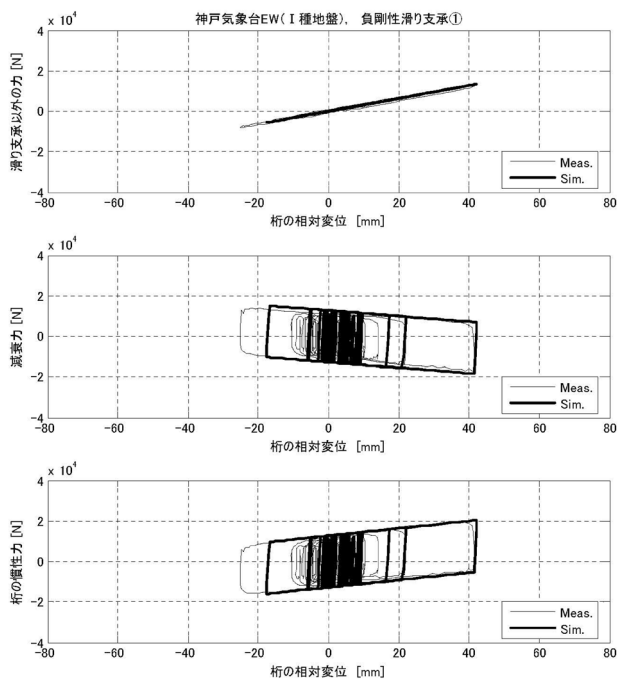


図 4A-46-2 履歴曲線 (負剛性①／神戸気象台EW)

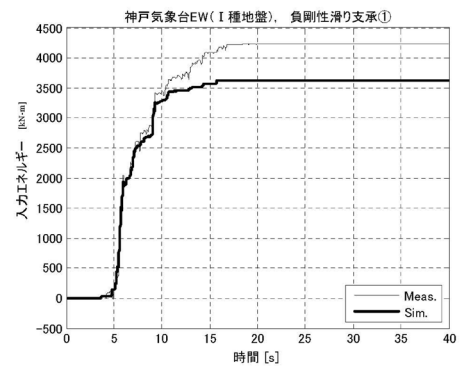


図 4A-46-3 入力エネルギー (負剛性①／神戸気象台EW)

負剛性すべり支承①

R828

Ⅱ種地盤 JR西日本鷹取駅構内地盤

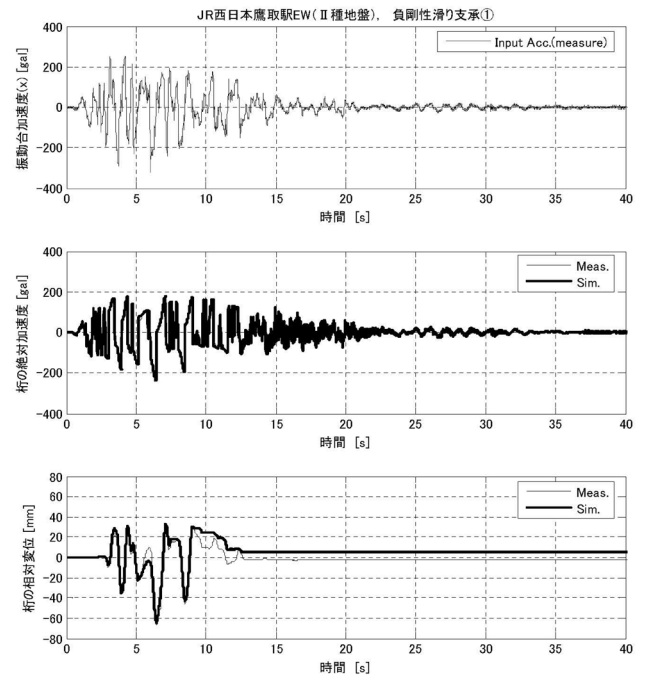


図 4A-47-1 時刻歴波形 (負剛性①/JR鷹取駅EW)

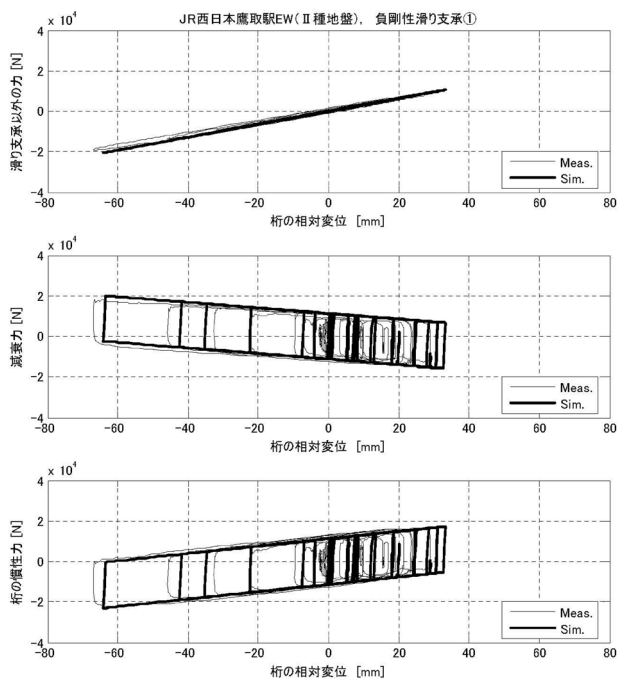


図 4A-47-2 履歴曲線 (負剛性①/JR鷹取駅EW)

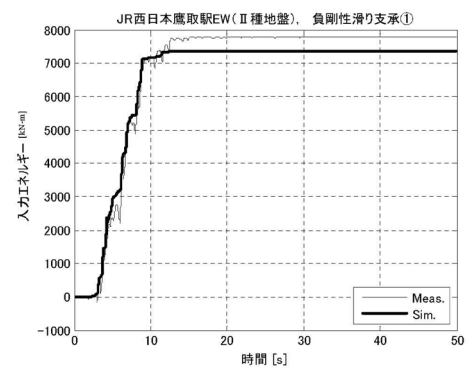


図 4A-47-3 入力エネルギー (負剛性①/JR鷹取駅EW)

負剛性すべり支承①

R828

Ⅲ種地盤 東神戸大橋

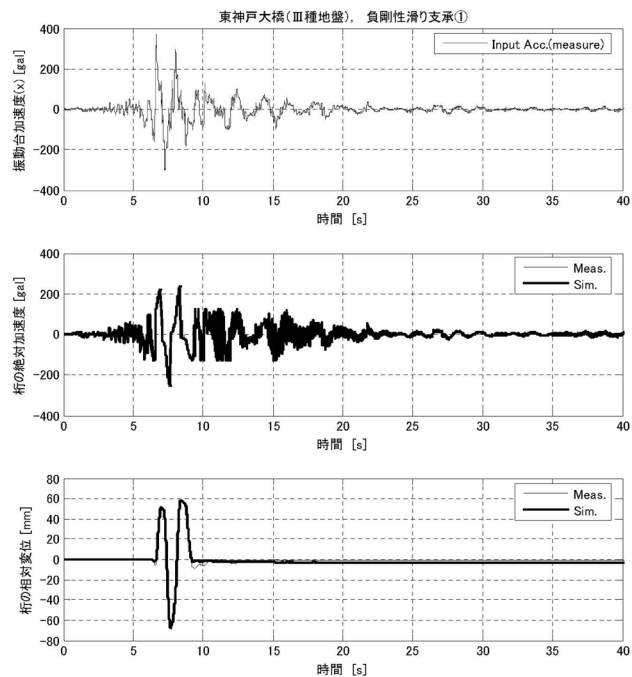


図 4A-48-1 時刻歴波形 (負剛性①／東神戸大橋)

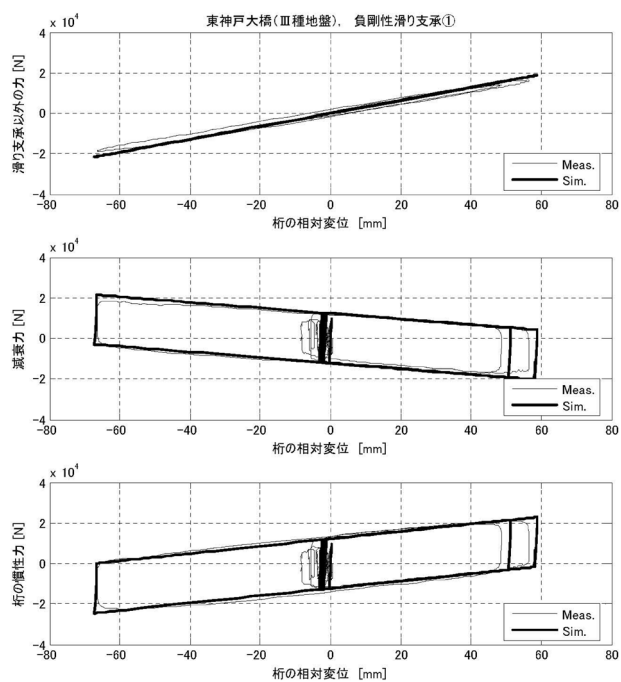


図 4A-48-2 履歴曲線 (負剛性①／東神戸大橋)

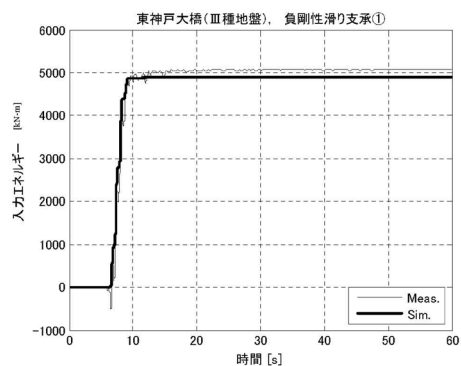


図 4A-48-3 入力エネルギー (負剛性①／東神戸大橋)

負剛性すべり支承②

R497

I 種地盤 神戸気象台

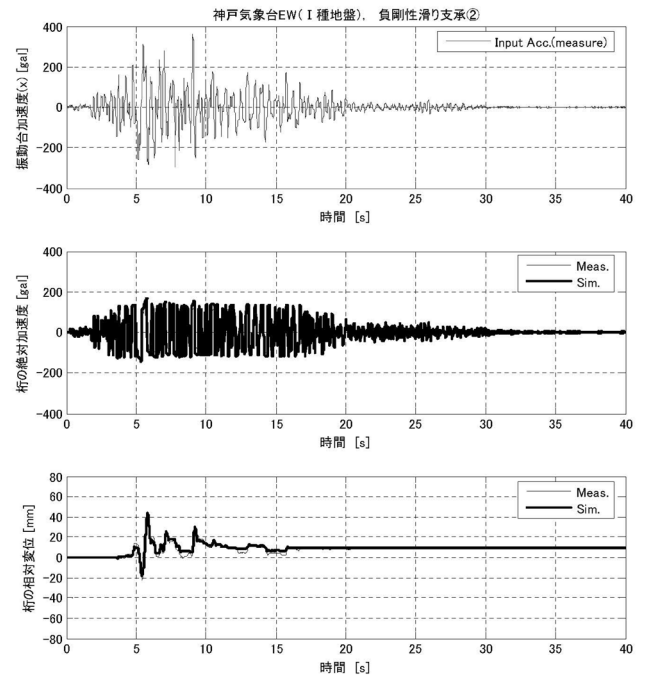


図 4A-49-1 時刻歴波形 (負剛性②／神戸気象台EW)

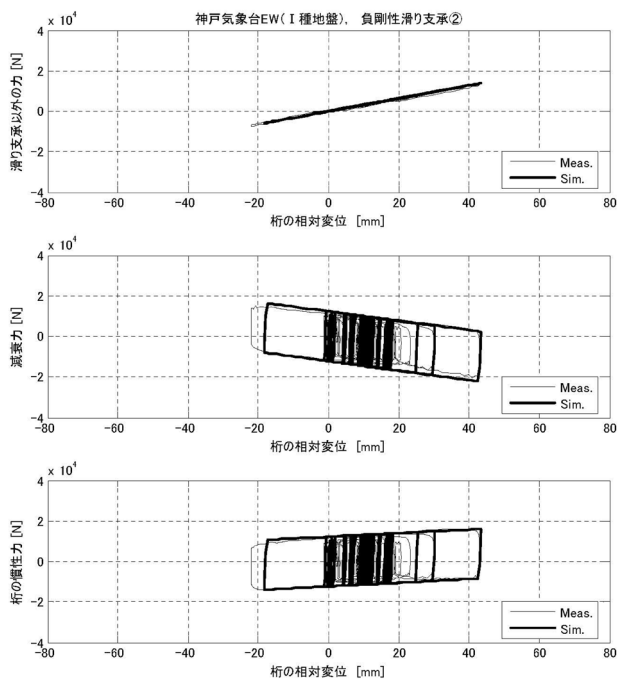


図 4A-49-2 履歴曲線 (負剛性②／神戸気象台EW)

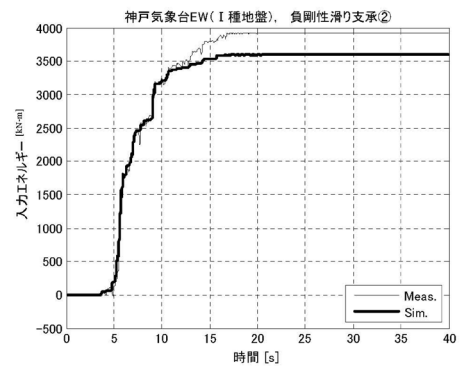


図 4A-49-3 入力エネルギー (負剛性②／神戸気象台EW)

負剛性すべり支承②

R497

Ⅱ種地盤 JR西日本鷹取駅構内地盤

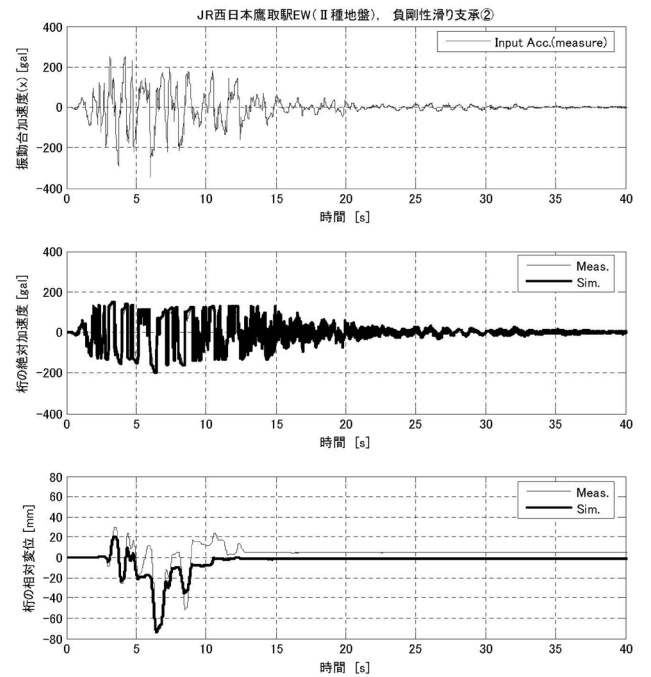


図 4A-50-1 時刻歴波形 (負剛性②/JR鷹取駅EW)

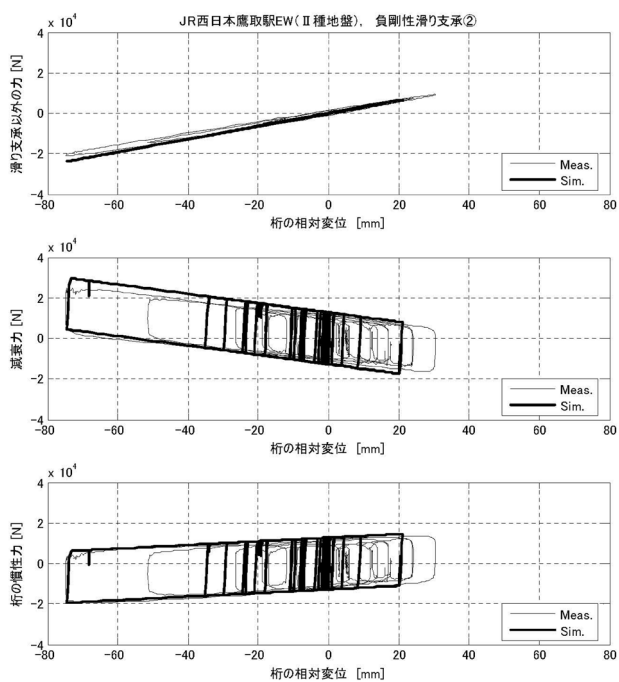


図 4A-50-2 履歴曲線 (負剛性②/JR鷹取駅EW)

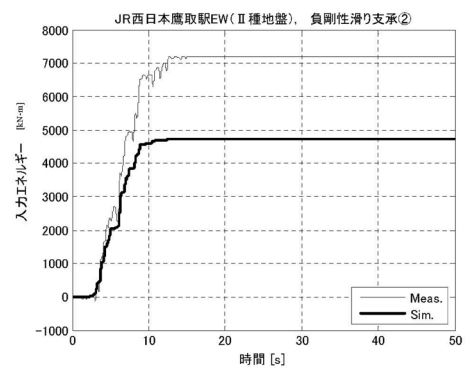


図 4A-50-3 入力エネルギー (負剛性②/JR鷹取駅EW)

負剛性すべり支承②

R497

皿種地盤 東神戸大橋

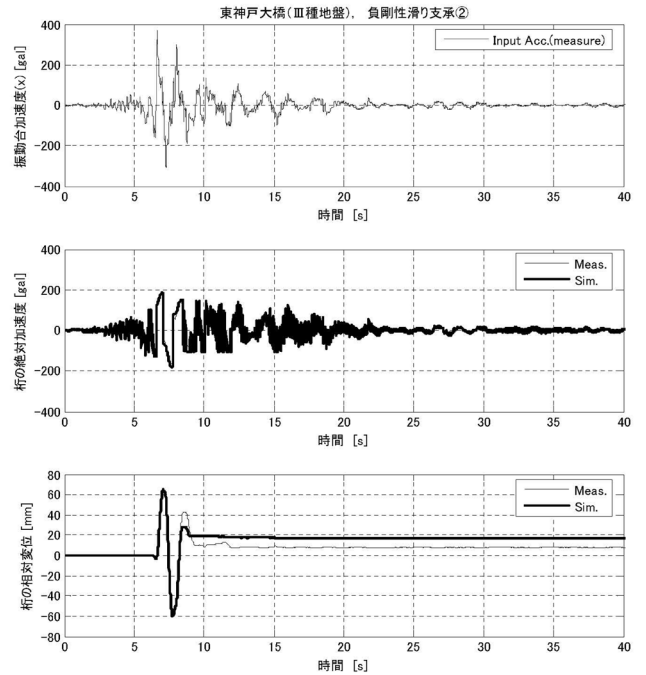


図 4A-51-1 時刻歴波形 (負剛性②／東神戸大橋)

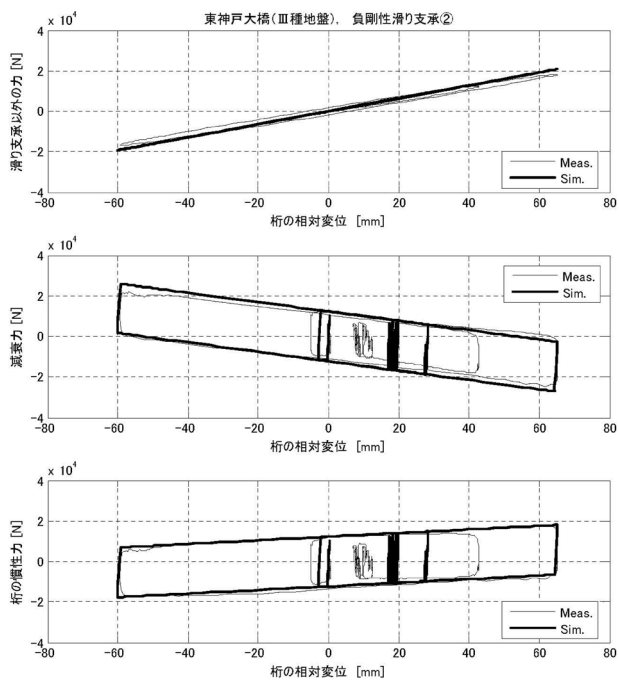


図 4A-51-2 履歴曲線 (負剛性②／東神戸大橋)

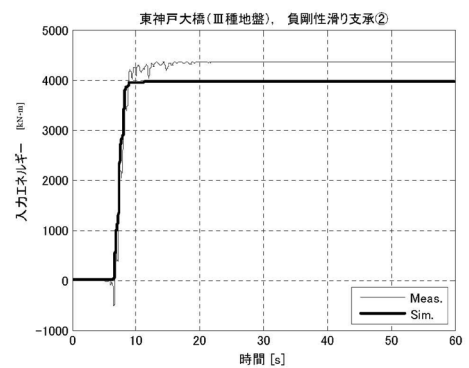


図 4A-51-3 入力エネルギー (負剛性②／東神戸大橋)